



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2013

**Élio Filipe
Gonçalves
da Maia**

**PROGRAMA PARA O
DIMENSIONAMENTO AO FOGO DE
VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO**



Universidade de Aveiro Departamento de Engenharia Civil
2013

**Élio Filipe
Gonçalves
da Maia**

**PROGRAMA PARA O
DIMENSIONAMENTO AO FOGO DE
VIGAS MISTAS AÇO-BETÃO**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e co-orientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus Pais e à minha Avó,

o júri
presidente

Professor Doutor Paulo Barreto Cachim
Professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Professora Doutora Maria Isabel Brito Valente
Professora auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho

Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
Professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

O presente documento marca o final de uma importante etapa da minha vida. Como tal, gostaria de expressar os mais sinceros agradecimentos, não só àqueles que colaboraram diretamente na realização da Dissertação, mas também aos que me acompanharam durante todo o meu percurso académico.

Aos meus pais e avó, pela força, apoio, compreensão e, principalmente, por me terem criado todas as condições para a frequência e conclusão de um curso superior.

Aos meus colegas (futuros) Engenheiros Cívicos, com quem passei longas horas na sala de estudo do Departamento.

Aos bons amigos que se mantiveram do Secundário e aos que fiz na Universidade, pelos inúmeros momentos de diversão e estarem sempre disponíveis nos momentos menos bons.

A todas as pessoas com quem partilhei o campo de basquetebol, que me fizeram crescer como pessoa e me ensinaram a trabalhar em equipa.

Aos Professores Nuno Lopes e Paulo Vila Real pela disponibilidade demonstrada e pelo entusiasmo incutido para superar os obstáculos encontrados.

Bem hajam!

palavras-chave

vigas mistas, aço, betão, fogo, dimensionamento, verificação da segurança, Software, VisualBasic.NET

resumo

Constitui-se como objetivo da presente Dissertação o desenvolvimento de um programa informático, o FiReCB, destinado ao dimensionamento e verificação da segurança de vigas mistas aço-betão à temperatura normal e em situação de incêndio, ao abrigo das normas europeias em vigor, particularmente do Eurocódigo 4.

Objetivou-se a conceção e a criação de uma ferramenta expedita, visualmente apelativa e intuitiva sem abdicar do rigor científico do cálculo estrutural. O programa apresenta-se com um corpo principal único de forma a privilegiar a fácil interação utilizador-programa.

O FiReCB possibilita o cálculo de secções transversais com perfis metálicos, materiais de proteção, conectores e chapas perfiladas definidos pelo utilizador. Adicionalmente, à medida que são introduzidos os *inputs*, é desenhada a secção transversal a calcular em tempo real.

A aplicação compreende também uma série de *outputs* específicos, de onde se destacam os diagramas de tensões, as tabelas de momentos ou a distribuição da temperatura. Finalizado o cálculo, o projetista pode ainda optar produzir um relatório detalhado de cálculo em *PDF*.

Os materiais constituintes da secção transversal foram descritos e caracterizados ao nível mecânico através das leis constitutivas definidas nos termos das normas europeias. Adicionalmente, foram apresentados os conceitos teóricos que fundamentam os cálculos executados pelo programa e o modo como estes são implementados nas rotinas automáticas.

A linguagem de programação adotada para o desenvolvimento da aplicação informática foi o *VisualBasic.NET*, por ser uma ferramenta de desenvolvimento integrado orientado a objetos.

keywords

composite beams, steel, concrete, fire, design, safety check, Software, VisualBasic.NET

abstract

The purpose of this Dissertation is the development of a computer program, named FiReCB, which performs design and safety check of steel-concrete composite beams at normal temperature or at fire situation, according to the specifications of the European norms, particularly the Eurocode 4.

The *software* was conceived to be an expedite, visually appealing and intuitive tool taking into account the scientific accuracy needed for structural analysis. The application presents itself to the user with a single main body which provides an easy interaction with the program.

FiReCB allows the analysis of composite sections comprising user-made steel profiles, protection materials, shear connectors or profiled steel sheeting. Also, the composite section is drawn by the program in real time, whenever the user enters a geometrical input.

The application also contains series of specific outputs regarding the analysis such as the distribution of tension and temperature along the section as well as tables with the values which led to the calculation of the moment resistance. At the end, the user may choose to produce a detailed PDF report.

The mechanical behaviour of the materials comprised in the composite section was described and characterized using constitutive laws defined in the European norms. Additionally, the theoretical concepts behind the development of the program and the way they were implemented in the calculation routines are also exposed in this document.

The adopted programming language was VisualBasic.NET which is an object oriented language that allows the program to be developed in an integrated environment.

ÍNDICE

ÍNDICE	XV
ÍNDICE DE FIGURAS	XVIII
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XXII
ÍNDICE DE TABELAS.....	XXIV
LISTA DE SÍMBOLOS	XXVI
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
CAPÍTULO 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO	5
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	5
2.2 BASES PARA O PROJETO	6
2.3 MATERIAIS E CONSTITUINTES	7
2.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	7
2.3.2 BETÃO	8
2.3.3 ARMADURAS DO BETÃO ARMADO	10
2.3.4 AÇO ESTRUTURAL.....	11
2.3.5 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (CONECTORES).....	13
2.4 LIGAÇÃO AO CORTE	14
2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DA SECÇÃO TRANSVERSAL	16
2.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À TEMPERATURA NORMAL	17
2.6.1 LARGURA EFETIVA.....	17
2.6.2 CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL	18
2.6.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	19
2.6.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y	20
2.6.5 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES	22
2.7 COMPORTAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	24
2.7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	24
2.7.2 AÇÕES TÉRMICAS.....	26
2.7.3 ANÁLISE TÉRMICA DO PERFIL METÁLICO	29

2.7.4 ANÁLISE TÉRMICA DO BANZO DE BETÃO	36
2.7.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	43
2.7.6 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	48
2.7.7 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y	49
2.7.8 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES	61
CAPÍTULO 3 LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO	63
3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	63
3.2 PROGRAMAÇÃO ORIENTADA A OBJETOS.....	64
3.2.1 DEFINIÇÃO.....	64
3.2.2 CLASSE	65
3.2.3 ABSTRAÇÃO.....	65
3.2.4 ENCAPSULAMENTO	66
3.2.5 HERANÇA	66
3.2.6 POLIMORFISMO	66
CAPÍTULO 4 IMPLEMENTAÇÃO DAS DISPOSIÇÕES DO EUROCÓDIGO 4	67
4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	67
4.2 CAMPO DE APLICAÇÃO.....	68
4.3 FUNCIONAMENTO GERAL DO PROGRAMA	69
4.4 VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO	71
4.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	71
4.4.2 ANÁLISE TÉRMICA	71
4.4.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO.....	72
4.4.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES SEM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+)	73
4.4.5 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES SEM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M-).....	77
4.4.6 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+).....	80
4.4.7 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M-).....	85
4.4.8 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES	87
CAPÍTULO 5 PROGRAMA FIRECB	88

5.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA	88
5.1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	88
5.1.2 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DOS ELEMENTOS	90
5.2 FERRAMENTAS E FUNCIONALIDADES	91
5.3 PARÂMETROS DE CÁLCULO	93
5.4 RESULTADOS DO PROGRAMA	94
5.4.1 TABELA RESUMO	94
5.4.2 OUTPUTS ESPECÍFICOS	94
CAPÍTULO 6 EXEMPLOS PRÁTICOS DE CÁLCULO	96
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	96
6.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL À TEMPERATURA NORMAL	96
6.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO DE UMA SECÇÃO COM PERFIL METÁLICO PROTEGIDO NO CONTORNO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (M+).....	101
6.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO DE UMA SECÇÃO COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+)	104
6.5 EXEMPLO 4 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO (M+) À TEMPERATURA AMBIENTE – COMPARAÇÃO COM CALADO E SANTOS (2010)	107
CAPÍTULO 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	108
7.1 CONCLUSÕES	108
7.2 PISTAS PARA INTERVENÇÃO FUTURA	110
CAPÍTULO 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXO A VERIFICAÇÃO DA TABELA D.5 DA EN 1994-1-2 UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	114
A.1 TABELA D.5 DA EN 1994-1-2	114
A.2 LAJE DE 50 MM	115
A.3 LAJE DE 100 MM	119
A.4 LAJE DE 150 MM	123
ANEXO B MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO PARA ANÁLISE TÉRMICA DO BANZO DE BETÃO	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Diagrama de tensões no betão.....	9
Figura 2.2: Exemplo de perno de cabeça.....	13
Figura 2.3: Dimensões de um perno de cabeça.	13
Figura 2.4: Deformada de uma viga mista simplesmente apoiada com interação nula e total (Simões, 2008).....	14
Figura 2.5: Comparação entre interação total e interação nula (Simões, 2008).....	15
Figura 2.6: Esquema representativo do cálculo do momento fletor resistente plástico $M_{pl,y,Rd}$	21
Figura 2.7: Esquema representativo do cálculo de $M_{pl,y,Rd}$ com influência do esforço transversal.....	21
Figura 2.8: Esquema representativo das dimensões da chapa perfilada paralela à viga.	23
Figura 2.9: Esquema representativo das dimensões da chapa perfilada transversal à viga.	23
Figura 2.10: Representação esquemática dos critérios R, E e I (Vila Real, 2010).....	24
Figura 2.11: Influência da geometria da perfil metálico para o efeito de sombra.	30
Figura 2.12: Esquema representativo dos tipos de proteção de vigas mistas (Vila Real, 2013).....	32
Figura 2.13: Aplicação de spray cimentício (Vila Real, 2013).	32
Figura 2.14: Aplicação de placas de isolamento térmico (Vila Real, 2013).	33
Figura 2.15: Expansão térmica da tinta intumescente (Vila Real, 2013).	33
Figura 2.16: Aspeto da tinta intumescente numa estrutura de aço (Vila Real, 2013). ...	33
Figura 2.17: Dimensões da chapa perfilada para o cálculo da altura efetiva (CEN, 2005d).....	37
Figura 2.18: Esforços internos da secção para a determinação do momento resistente positivo em situação de incêndio.....	51
Figura 2.19: Representação gráfica do processo iterativo de cálculo da altura da zona comprimida do banzo de betão (Amaral et al., 2007).	52
Figura 2.20: Esforços internos da secção para determinação do momento resistente negativo em situação de incêndio.	54
Figura 2.21: Esquema representativo para cálculo do momento resistente positivo em situação de incêndio segundo a EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).....	55

Figura 2.22: Redução da espessura do banzo de betão para diferentes sistemas construtivos (CEN, 2005d).....	56
Figura 2.23: Esquema representativo para o cálculo do momento resistente negativo em situação de incêndio de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).....	59
Figura 4.1: Secção transversal tipo de vigas mistas.	68
Figura 4.2: Tipologias de secções transversais abrangidas pelo programa.	68
Figura 4.3: Organigrama representativo do caminho percorrido pelo utilizador para efetuar o cálculo.....	69
Figura 4.4: Organigrama representativo da rotina principal de cálculo.	70
Figura 4.5: Exposição do banzo superior do perfil metálico ao fogo.....	72
Figura 4.6: Localizações do eixo neutro para secções sem perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M+).	73
Figura 4.7: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão.	75
Figura 4.8: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.	75
Figura 4.9: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.	76
Figura 4.10: Localizações do eixo neutro para secções sem perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M-).	77
Figura 4.11: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão.	78
Figura 4.12: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.	78
Figura 4.13: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.	79
Figura 4.14: Secção efetiva para o cálculo do momento resistente positivo de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F.....	80

Figura 4.15: Localizações do eixo neutro para secções com perfil metálico envolvido em betão (M+).	81
Figura 4.16: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão efetivo.	82
Figura 4.17: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão reduzido.	83
Figura 4.18: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.	84
Figura 4.19: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.	84
Figura 4.20: Secção efetiva para o cálculo do momento resistente negativo de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F.	85
Figura 4.21: Localizações do eixo neutro para secções com perfil metálico envolvido em betão (M-).	85
Figura 4.22: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.	87
Figura 4.23: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.	87
Figura 5.1: Janela principal do programa.	89
Figura 5.2: Disposição espacial dos elementos do programa.	90
Figura 5.3: Menu ferramentas e funcionalidades.	91
Figura 5.4: Lista de perfis metálicos do utilizador.	91
Figura 5.5: Cálculo da largura efetiva do banzo de betão.	92
Figura 5.6: Cálculo das ações com base nas disposições da EN 1991-1-1.	92
Figura 5.7: Parâmetros de cálculo.	93
Figura 5.8: Tabela resumo.	94
Figura 5.9: Excerto do Relatório Detalhado produzido pelo programa.	95
Figura 5.10: Tabelas de momentos.	95

Figura 6.1: Exemplo 1 – Esquema da secção a verificar.....	96
Figura 6.2: Exemplo 1 – Diagrama de tensões para M+.	98
Figura 6.3: Exemplo 1 – Diagrama de tensões para M-.	99
Figura 6.4: Exemplo 2 – Esquema da secção a verificar.....	101
Figura 6.5: Exemplo 2 – Diagrama de tensões.....	102
Figura 6.6: Exemplo 3 – Esquema da secção a verificar.....	104
Figura 6.7: Exemplo 3 – Diagrama de tensões.....	106
Figura 6.8: Exemplo 4 – Esquema da secção a verificar.....	107
Figura B.1: Comparação entre o método de cálculo da EN 1994-1-2, Anexo E e a divisão do banzo em camadas proposta no presente trabalho.	128
Figura B.2: Pormenor das temperaturas das camadas segundo a EN 1994-1-2, Anexo E face às do método proposto	129

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 2.1: Lei constitutiva do betão e definição do E_{cm}	9
Gráfico 2.2: Relações tensão-extensão para o aço das armaduras (CEN, 2004a).	10
Gráfico 2.3: Relação tensões-extensões para o aço estrutural.....	12
Gráfico 2.4: Relação tensão-extensão bilinear para o aço estrutural.....	12
Gráfico 2.5: Curvas de incêndio nominais.	28
Gráfico 2.6: Efeito da presença de humidade na evolução da temperatura do aço (Vila Real, 2013).	35
Gráfico 2.7: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=30\text{min}$	40
Gráfico 2.8: Representação gráfica do diagrama tensão-deformação para um aço de classe S235 até uma deformação de 2% (CEN, 2005d).	44
Gráfico 2.9: Fatores de redução para a relação tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas (CEN, 2005b).....	45
Gráfico 2.10: Relação tensão-deformação do betão (CEN, 2004b).	46
Gráfico 2.11: Representação gráfica do fator de redução $k_{c,\theta}$ do betão a elevadas temperaturas (CEN, 2004b).....	47
Gráfico A.1: Representação gráfica da EN 1994-1-2, Tabela D.5.	114
Gráfico A.2: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para $t=30\text{min}$	116
Gráfico A.3: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para $t=60\text{min}$	116
Gráfico A.4: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para $t=90\text{min}$	117
Gráfico A.5: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para $t=120\text{min}$	117
Gráfico A.6: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para $t=180\text{min}$	118
Gráfico A.7: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=30\text{min}$	120
Gráfico A.8: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=60\text{min}$	120

Gráfico A.9: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=90\text{min}$	121
Gráfico A.10: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=120\text{min}$	121
Gráfico A.11: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=180\text{min}$	122
Gráfico A.12: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para $t=30\text{min}$	124
Gráfico A.13: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para $t=60\text{min}$	124
Gráfico A.14: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para $t=90\text{min}$	125
Gráfico A.15: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para $t=120\text{min}$	125
Gráfico A.16: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para $t=180\text{min}$	126

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Valores dos coeficientes parciais γ dos materiais para os Estados Limites Últimos (Calado e Santos, 2010).....	7
Tabela 2.2: Propriedades mecânicas do betão.	8
Tabela 2.3: Valores nominais de tensão de cedência f_y e tensão última à tração f_u . ..	11
Tabela 2.4: Classificação transversal - esbelteza máxima dos elementos.	18
Tabela 2.5: Distribuição da temperatura numa laje de betão com 100 mm de espessura (CEN, 2005d).	36
Tabela 2.6: Análise térmica da laje de betão de 100 mm (SAFIR), em °C.	39
Tabela 2.7: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.....	39
Tabela 2.8: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C.....	41
Tabela 2.9: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 150 mm de espessura, em °C.....	42
Tabela 2.10: Fator de redução k_θ para relação tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005d).....	45
Tabela 2.11: Fator de redução k_θ para o betão a elevadas temperaturas (CEN, 2004b).	47
Tabela 2.12: Requisitos mínimos para aplicação do método de cálculo da EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).....	50
Tabela 2.13: Redução da espessura do banzo de betão (CEN, 2005d).	55
Tabela 2.14: Redução da largura do banzo superior do perfil metálico b_{fi} (CEN, 2005d).....	56
Tabela 2.15: Divisão da alma do perfil metálico (CEN, 2005d).	57
Tabela 2.16: Fator de redução da tensão de cedência do banzo inferior do perfil metálico k_a (CEN, 2005d).....	58
Tabela 2.17: Fator de redução da tensão de cedência das armaduras da alma de betão k_r (CEN, 2005d).	58
Tabela 2.18: Fator de redução da tensão de cedência das armaduras do banzo de betão (CEN, 2005d).	59
Tabela 2.19: Redução da área útil da alma de betão (CEN, 2005d).....	60

Tabela 6.1: Exemplo 1 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.	100
Tabela 6.2: Exemplo 2 – Temperatura e redução da tensão de cedência dos constituintes do perfil metálico.....	102
Tabela 6.3: Exemplo 2 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.	103
Tabela 6.4: Exemplo 3 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.	107
Tabela 6.5: Exemplo 4 – Comparação entre o cálculo manual (Calado e Santos, 2010) e o FiReCB.	107
Tabela A.1: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 100 mm de espessura segundo a EN 1994-1-2, Tabela D.5.	114
Tabela A.2: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 50 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.....	115
Tabela A.3: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C.	115
Tabela A.4: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C.....	115
Tabela A.5: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 100 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.....	119
Tabela A.6: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.	119
Tabela A.7: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.....	119
Tabela A.8: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 150 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.....	123
Tabela A.9: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 150 mm de espessura, em °C.	123
Tabela A.10: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.	123

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas

$\frac{A_m}{V}$	Fator de massividade de um perfil metálico desprotegido
$\frac{A_p}{V}$	Fator de massividade de um perfil metálico protegido
A_V	Área resistente do perfil metálico resistente ao esforço transversal
E_a	Módulo de elasticidade do aço estrutural
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_s	Módulo de elasticidade do aço das armaduras
G	Módulo de distorção
M_{Ed}^-	Momento fletor negativo atuante à temperatura normal
M_{Ed}^+	Momento fletor positivo atuante à temperatura normal
$M_{fi,Ed}^-$	Momento fletor negativo atuante em situação de incêndio
$M_{fi,Ed}^+$	Momento fletor positivo atuante em situação de incêndio
$M_{fi,Rd}^-$	Momento fletor plástico resistente negativo em situação de incêndio
$M_{fi,Rd}^+$	Momento fletor plástico resistente positivo em situação de incêndio
$M_{pl,Rd}^-$	Momento fletor plástico resistente negativo à temperatura normal
$M_{pl,Rd}^+$	Momento fletor plástico resistente positivo à temperatura normal
P_{Rd}	Resistência ao corte de um conector à temperatura normal
$P_{fi,Rd}$	Resistência ao corte de um conector em situação de incêndio
V_{Ed}	Esforço transversal atuante à temperatura normal
V_L	Força de corte longitudinal atuante à temperatura normal
$V_{fi,Ed}$	Esforço transversal atuante em situação de incêndio
$V_{fi,L}$	Força de corte longitudinal atuante em situação de incêndio
$V_{fi,Rd}$	Esforço transversal plástico resistente em situação de incêndio
$V_{pl,Rd}$	Esforço transversal plástico resistente à temperatura normal
b	Largura do perfil metálico

b_0	Distância entre centros dos conectores extremos de uma secção transversal
$b_{c,fi}$	Redução da largura da zona betonada da alma
b_c	Largura do betão na alma
b_{eff}	Largura efetiva do banzo de betão
b_{ei}	Valor da largura efetiva de cada lado do banzo de betão
b_{fi}	Redução da largura do banzo superior do perfil metálico
c_a	Calor específico do aço
c_p	Calor específico do material de proteção do perfil metálico
d_p	Espessura da proteção do perfil metálico
d_{sc}	Diâmetro do conector
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão aos 28 dias
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura de um provete cilíndrico de betão aos 28 dias
f_{sd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras
f_{sk}	Valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras
f_u	Tensão última mínima do aço dos conectores
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço estrutural
h	Altura do perfil metálico
$h_{c,fi}$	Redução da espessura do banzo de betão
h_{fi}	Redução da altura da zona betonada da alma
h_{sc}	Altura do conector
h_w	Altura entre banzos do perfil metálico
$k_{c,\theta}$	Fator de redução da tensão de rotura do betão em situação de incêndio
$k_{s,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço das armaduras em situação de incêndio
k_{sh}	Fator de sombra

$k_{u,\theta}$	Fator de redução da tensão última mínima do aço dos conectores
$k_{y,\theta}$	Fator de redução da tensão de cedência do aço estrutural em situação de incêndio
$n_{c,req}$	Número de conectores necessários para verificar a segurança à temperatura normal
$n_{fi,c,req}$	Número de conectores necessários para verificar a segurança em situação de incêndio
n_{sc}	Número de conectores por metro de comprimento dispostos ao longo do trecho do diagrama de momentos entre pontos consecutivos de momento máximo (positivo ou negativo) e momento nulo
t_f	Espessura do banzo do perfil metálico
t_v	Patamar no gráfico de temperaturas devido à presença de humidade
t_w	Espessura da alma do perfil metálico
z_{pl}	Profundidade do eixo neutro plástico

Letras gregas

Δb	Largura não betonada da alma
$\Delta\theta_{a,t}$	Acréscimo de temperatura do aço no instante t
$\Delta\theta_{g,t}$	Acréscimo de temperatura dos gases no compartimento no instante t
$\gamma_{M,fi,a}$	Coeficiente de segurança parcial relativo ao aço estrutural em situação de incêndio
γ_a	Coeficiente de segurança parcial relativo ao aço estrutural à temperatura normal
$\gamma_{M,fi,c}$	Coeficiente de segurança parcial relativo ao betão em situação de incêndio
γ_c	Coeficiente de segurança parcial relativo ao betão à temperatura normal
$\gamma_{M,fi,s}$	Coeficiente de segurança parcial relativo ao aço das armaduras em situação de incêndio
γ_s	Coeficiente de segurança parcial relativo ao aço das armaduras à temperatura normal
$\gamma_{M,fi,v}$	Coeficiente de segurança parcial relativo aos conectores em situação de incêndio

γ_v	Coeficiente de segurança parcial relativo aos conectores à temperatura normal
λ_p	Condutividade térmica do material de proteção
$\theta_{a,t}$	Temperatura do aço no instante t
$\theta_{g,t}$	Temperatura dos gases no compartimento no instante t
ρ_a	Massa volúmica do aço
ρ_p	Massa volúmica do material de proteção do perfil metálico
ϕ	Quantidade de calor absorvido pela proteção

Abreviaturas e acrónimos

IDE	Ambiente de desenvolvimento integrado
CAD	<i>Computer-aided Design</i>
FiReCB	<i>Fire Resistance of Composite Beams</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
OOP	Programação orientada a objetivos
VB.NET	Linguagem de programação <i>VisualBasic.NET</i>

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

As competências exigidas aos Engenheiros Civis têm evoluído ao longo dos tempos, por forma a fazer face aos novos desafios que lhes são colocados e em concordância com a evolução da tecnologia ao seu dispor (Meneses, 2013).

No início do século XVIII, assistiu-se, em Inglaterra, a um conjunto de avanços tecnológicos que tiveram profundo impacto nos processos produtivos e na economia ao nível mundial – a Revolução Industrial. Desde então, o desenvolvimento económico, técnico e científico foi incessante.

Como seria expectável, o setor da Construção acompanhou o desenvolvimento preconizado pelas diversas áreas do saber. E, no âmbito da evolução verificada, veio a ocorrer a descoberta de diversos sistemas estruturais e construtivos inovadores como, por exemplo, os sistemas formados por elementos mistos aço-betão, cuja combinação de materiais visava aproveitar as qualidades intrínsecas de cada um dos seus constituintes.

Do ponto de vista da Engenharia, as propriedades e o comportamento dos dois materiais são distintos, mas complementares. De facto,

“O betão alia resistência à compressão e elevada rigidez à capacidade de providenciar protecção da corrosão e do fogo à estrutura. O aço reúne características complementares, apresentando elevada resistência à tracção e esbelteza dos elementos. Além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmica próximos, não originando deformações térmicas diferenciais significativas.”(Guimarães, 2009).

Numa perspetiva arquitetónica, e tendo em conta as necessidades atuais no que diz respeito à maximização dos espaços úteis, os elementos mistos possibilitam não só vencer grandes vãos, como reduzir as dimensões das secções a usar. A conjugação dos materiais aço estrutural e betão possibilita a criação de elementos de grande rigidez e resistência, o que resulta no aligeiramento das estruturas e no consequente alívio das fundações. Adicionalmente, a menor dimensão dos elementos implica a redução das superfícies a revestir e o aumento da flexibilidade de utilização dos espaços (Rodrigues, 2008).

O mesmo autor refere também que a utilização do aço estrutural apresenta a vantagem de permitir o avanço rápido das construções. A sua fácil montagem e alta resistência permitem que, num edifício, a construção dos pisos superiores avance em estrutura de aço (dado que esta será capaz de suportar as cargas permanentes), enquanto os pisos

inferiores são betonados. Ora, a combinação destes aspetos traduz-se, no final do processo, numa substantiva redução de recursos.

Por outro lado, ainda que a presença do betão reduza a vulnerabilidade dos elementos mistos ao fogo, a exposição do aço a elevadas temperaturas reduz bruscamente a sua capacidade resistente. Nesse sentido, não deve ser, de forma alguma, negligenciado o estudo do seu comportamento em situação de incêndio. Pelo contrário, a análise dos elementos/estruturas mistos a elevadas temperaturas deve ser encarada como uma prioridade.

Quando as estruturas mistas (particularmente o aço) são expostas à ação do fogo, os elementos atingem temperaturas elevadas e, conseqüentemente, dá-se a redução severa da sua capacidade resistente, podendo a estrutura, em último caso, entrar em colapso, caso não tenham sido tomadas as devidas precauções na fase de projeto. No caso das vigas mistas aço-betão, podem ser aplicados, ao perfil metálico, materiais de isolamento térmico (com baixa condutividade térmica e grande capacidade térmica) ou envolvê-lo parcialmente em betão.

Paralelamente à evolução dos sistemas estruturais, o aparecimento dos primeiros computadores pessoais, nos anos 70, forneceu ao Engenheiro Civil um alargado leque de novas ferramentas para responder aos desafios que lhe eram colocados. Como é sabido, os computadores permitem realizar tarefas muito diversas, desde que se tenham previamente programadas aplicações adequadas. Essas aplicações são compostas por rotinas (conjuntos ordenados de instruções), que descrevem os passos a dar pelo computador perante um conjunto de dados do problema inseridos pelo utilizador. Uma vez escrito¹ o programa, qualquer pessoa pode usá-lo para resolver problemas previstos pelo programador, sem necessidade de saber como funciona ou quais as bases de cálculo subjacentes. Contudo, impõe-se que o utilizador perceba exatamente para que tipo de problemas este foi concebido, exigindo-se alguns conhecimentos acerca dos métodos teóricos implementados e sobre os resultados devolvidos, de forma a possibilitar o uso adequado das potencialidades que eles oferecem.

¹ Entende-se que o principal passo para a criação de um programa é a escrita do código. Por esse motivo, o seu desenvolvimento é frequentemente denominado de “escrita do programa”.

São indiscutíveis os benefícios que a computação trouxe à Engenharia Civil. Desde aplicações simples de cálculo expedito, programas de desenho, análise de custos, planeamento, até aos programas de elementos finitos de análise e dimensionamento de estruturas. A citação de todos os programas disponíveis no mercado formaria uma lista interminável. Toda esta panóplia, cada um com características e fins próprios, permitiu uma drástica diminuição do tempo necessário à realização dos trabalhos de Engenharia, beneficiando todas as áreas do saber. Árduas tarefas de cálculo analítico de esforços, dimensionamento ou desenho estão agora à distância de um clique, primando na qualidade do produto final (Monteiro, 2011).

Evidenciada a importância das estruturas mistas na construção atual, o Engenheiro Projetista de Estruturas deve estar munido de ferramentas e conhecimentos que lhe permitam dar uma resposta rápida, quando solicitado. Impõe-se, por conseguinte, a sistematização e a automatização dos métodos de cálculo conducentes à verificação da segurança e ao dimensionamento de Estruturas Mistas em situação de incêndio. Nesse sentido, estabelece-se como objetivo da Dissertação o desenvolvimento de um programa de verificação da segurança e dimensionamento de vigas mistas aço-betão à temperatura normal e em situação de incêndio.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo/desafio principal da Dissertação foi o desenvolvimento de um *software* de cálculo de vigas mistas aço-betão à temperatura normal e em situação de incêndio, ao abrigo das normas europeias em vigor. O programa é destinado a alunos de Engenharia Civil e Projetistas de Estruturas.

Objetivou-se a conceção de uma ferramenta visualmente apelativa e intuitiva sem, contudo, abdicar do rigor científico exigido no cálculo estrutural. Especialmente, projetou-se um programa compacto com um corpo principal único de forma a privilegiar a fácil interação utilizador-programa.

O programa será acompanhado por um manual de utilização e uma memória de cálculo. O primeiro documento descreverá como utilizar corretamente a aplicação e o segundo apresentará todas as informações relativas aos métodos de cálculo e a forma como o programa opera. Adicionalmente, disponibilizar-se-á um *tutorial* em vídeo para auxiliar o utilizador nas primeiras verificações.

No corpo principal do programa, será dedicado um espaço exclusivamente ao diagrama explicativo de todos os *inputs* a introduzir, tendo como referência uma secção transversal tipo. Caso o utilizador pretenda, essa imagem poderá ser alternada, em tempo real, com a visualização do aspeto da secção transversal a analisar.

A linguagem de programação utilizada será a *VB.NET* (linguagem de programação *VisualBasic.NET*), por ser um tipo de linguagem bastante intuitiva e organizada, que possibilita a programação orientada ao objeto.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho inicia-se com um enquadramento teórico onde são expostos os principais constituintes de uma secção transversal mista aço-betão, as suas propriedades mecânicas bem como os princípios e as disposições das normas europeias subjacentes ao cálculo da secção transversal à temperatura normal. Ainda no Capítulo 2, será estudado o comportamento dessas mesmas secções em situação de incêndio e os princípios fundamentais para o cálculo a elevadas temperaturas. Paralelamente, será levado a cabo um estudo da evolução da temperatura numa laje maciça de betão, recorrendo ao Método dos Elementos Finitos.

Seguidamente, no Capítulo 3, é apresentada a linguagem de programação utilizada no desenvolvimento do FiReCB.

No Capítulo 4, são descritos e justificados os algoritmos de cálculo utilizados pelo programa, para a implementação das disposições das normas europeias no cálculo de vigas mistas aço-betão.

Posteriormente, no Capítulo 5, será apresentado o programa desenvolvido – FiReCB. Serão descritas as suas principais características e funcionalidades do ponto de vista do utilizador e da sua interação com o programa.

No Capítulo 6, serão resolvidos, manualmente, três exemplos de verificações de segurança e os respetivos resultados comparados com os do programa FiReCB.

Por fim, no Capítulo 7, serão tecidas as principais conclusões a retirar do desenvolvimento do programa, bem como apresentados alguns pontos para intervenção futura.

CAPÍTULO 2 ENQUADRAMENTO TEÓRICO

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Designa-se por estrutura mista uma estrutura constituída por elementos de secção mista, ou seja, secções resistentes nas quais dois ou mais materiais se encontram ligados entre si e trabalham solidariamente, obtendo-se, desta forma, elementos com comportamento estrutural diferente do dos materiais individuais.

Adicionalmente, será importante distinguir o conceito apresentado de outros aparentemente semelhantes mas que, na realidade, são diferentes.

“Uma distinção a fazer refere-se a elementos estruturais que são constituídos por apenas um material, mas com características reológicas diferentes (por exemplo, elementos de betão armado ligados a elementos de betão pré-esforçado ou secções de aço compostas por aços de diferentes características elásticas). Estes não são considerados elementos estruturais mistos, por existir apenas um material constituinte.” (Calado e Santos, 2010)

Outra descrição conveniente consiste na diferenciação entre elemento estrutural misto e tecnologia mista de construção.

“Enquanto a primeira se refere à existência de interação entre dois materiais dentro do mesmo elemento estrutural (por exemplo, colunas tubulares de aço cheias de betão), a segunda consiste na combinação de elementos estruturais utilizando diferentes tecnologias construtivas (por exemplo estrutura constituída por colunas de aço, vigas mistas e lajes pré-fabricadas).” (Calado e Santos, 2010)

As estruturas mistas apresentam as seguintes vantagens relativamente a estruturas de betão armado ou metálicas:

- melhor aproveitamento de cada um dos materiais constituintes: aço (tração) e betão (compressão);
- maior capacidade resistente: resistência do conjunto é maior do que a do somatório das resistências individuais dos materiais;
- elevada resistência ao fogo propiciada pela presença de betão;
- maior rigidez e, conseqüentemente, menores deformações;
- bom comportamento em termos de estabilidade;
- utilização de cofragens metálicas colaborantes;
- aproveitamento da resistência dos pavimentos.

2.2 BASES PARA O PROJETO

O projeto de estruturas mistas aço-betão deve ser desenvolvido de acordo com as diretrizes que constam nos seguintes documentos normativos:

- EN 1990 (Eurocódigo 0 – Bases para o Projecto de Estruturas) (CEN, 2002a);
- EN 1991-1-1 (Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais – Pesos volúmicos, peso próprios, sobrecargas em edifícios) (CEN, 2002b);
- EN 1991-1-2 (Eurocódigo 1 – Acções em Estruturas – Parte 1-2: Acções Gerais – Acções em estruturas expostas ao fogo) (CEN, 2002c);
- EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios) (CEN, 2004a);
- EN 1992-1-2 (Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo) (CEN, 2004b);
- EN 1993-1-1 (Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios) (CEN, 2005a);
- EN 1993-1-2 (Eurocódigo 3 – Projecto de Estruturas de Aço – Parte 1-2: Verificação da resistência ao fogo) (CEN, 2005b);
- EN 1994-1-1 (Eurocódigo 4 – Projecto de Estruturas Mistas Aço-Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios) (CEN, 2005c);
- EN 1994-1-2 (Eurocódigo 4 – Projecto de Estruturas Mistas Aço-Betão – Parte 1-2: Verificação da Resistência ao Fogo) (CEN, 2005d);
- EN 1997-1 (Eurocódigo 7 – Projecto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais) (CEN, 2004c);
- EN 1998-1 (Eurocódigo 8 – Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios) (CEN, 2005e).

Os valores de cálculo dos efeitos das ações devem ser determinados segundo as expressões da EN 1990 (CEN, 2002a).

No caso das estruturas mistas aço-betão, a resistência depende dos valores característicos das tensões dos materiais utilizados, bem como dos respetivos coeficientes parciais γ .

Os valores recomendados dos coeficientes parciais γ são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Valores dos coeficientes parciais γ dos materiais para os Estados Limites Últimos (Calado e Santos, 2010).

Situações de projeto	Betão	Aço estrutural	Armaduras	Conexão
Temperatura normal	$\gamma_c = 1,50$	$\gamma_a = 1,00$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_v = 1,25$
Situação de incêndio	$\gamma_c = 1,00$	$\gamma_a = 1,00$	$\gamma_s = 1,00$	$\gamma_v = 1,00$
Referência	EN 1992-1-1 (2.4.2.4)	EN 1993-1-1 (6.1)	EN 1992-1-1 (2.4.2.4)	EN 1994-1-1 (2.4.1.2)

2.3 MATERIAIS E CONSTITUINTES

2.3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os principais constituintes das secções mistas são o betão, o aço estrutural e os conectores, sendo que os últimos garantem a ligação do betão à secção de aço e controlam o escorregamento entre os dois. Adicionalmente, o betão poderá ser armado com armaduras de aço para aumentar a resistência da secção transversal.

No que diz respeito ao betão e ao aço, apesar de serem materiais com características muito díspares, são complementares e compatíveis (Calado e Santos, 2010):

- o betão resiste, de forma eficiente, a esforços de compressão e o aço a esforços de tração;
- o aço dá ductilidade à estrutura;
- o betão aumenta a rigidez do elemento e restringe os deslocamentos causados por fenómenos de instabilidade;
- o betão protege o aço contra corrosão e pode servir de proteção contra elevadas temperaturas (situação de incêndio);
- ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmica semelhantes.

O presente segmento tem como finalidade apresentar, resumidamente, as principais características dos constituintes dos elementos estruturais mistos aço-betão, bem como as metodologias e simplificações utilizadas de acordo com as normas em vigor.

2.3.2 BETÃO

As propriedades do betão normal (massa volúmica superior a 2200 kg/m^3) são apresentadas na EN 1992-1-1, 3.1 (CEN, 2004a).

A tensão de rotura do betão à compressão é designada por classes de resistência relacionadas com o valor característico (quantilho de 5%) da resistência à compressão referida a provetes cilíndricos, f_{ck} , ou a provetes cúbicos, $f_{ck,cube}$, de acordo com a EN 206-1 (CEN/TC 104, 2000), determinada aos 28 dias.

As classes de resistência para o betão normal são definidas por Cx/y, onde x e y são, respetivamente, a resistência à compressão referida a provetes cilíndricos e a provetes cúbicos em MPa. Relativamente aos Betões Leves, as classes são designadas por LCx/y, onde x e y têm o significado anteriormente referido.

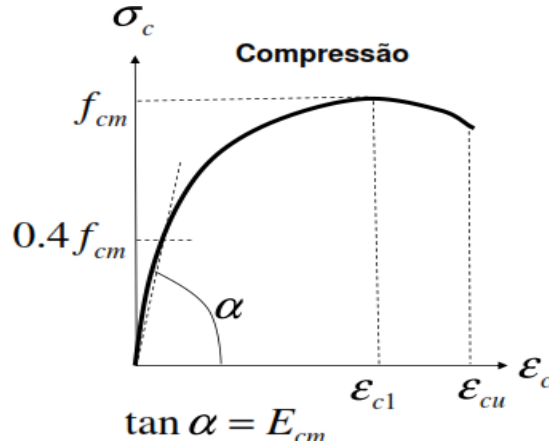
Devido à falta de conhecimento e experiência no âmbito do comportamento de estruturas mistas com betões fracos/de alta resistência, a distribuição de momentos em vigas contínuas e a resistência dos elementos estruturais, a EN 1994-1-1, 3.1 (CEN, 2005c) não engloba o projeto de estruturas mistas com betões de classes de resistência inferiores a C20/25 e superiores a C60/75.

Os valores característicos de resistência à compressão f_{ck} e os respetivos módulos de elasticidade secantes do betão E_{cm} estão resumidos na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Propriedades mecânicas do betão.

Classes de betão	f_{ck} (MPa)	E_{cm} (GPa)
C20/25	20	30
C25/30	25	31
C30/37	30	33
C35/45	35	34
C40/50	40	35
C45/55	45	36
C50/60	50	37
C55/67	55	38
C60/75	60	39

O módulo de elasticidade do betão, E_{cm} , é apresentado na Tabela 2.2 e é definido como o módulo secante entre $\sigma_c = 0$ e $0,4f_{cm}$ como ilustrado no Gráfico 2.1.

Gráfico 2.1: Lei constitutiva do betão e definição do E_{cm} .

O valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão f_{cd} é definido por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.1)$$

em que:

γ_c coeficiente parcial relativo ao betão e definido na EN 1992-1-1, 2.4.2.4.

Na verificação em relação aos estados limites últimos de resistência de secções transversais de vigas mistas, a EN 1994-1-1, 6.2.1.2 indica que o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão é $0,85 f_{cd}$ e que este valor é constante em toda a altura da secção transversal entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão. Esta distribuição, conforme se poderá verificar na Figura 2.1, é diferente da indicada na EN 1992-1-1, 3.1.7 e baseia-se em extensos estudos de calibração realizados por Johnson (Johnson, 2004).

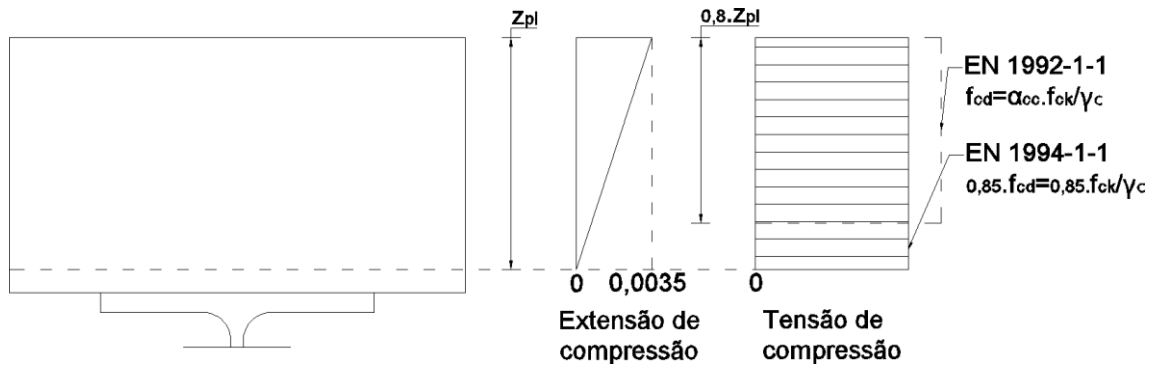


Figura 2.1: Diagrama de tensões no betão.

2.3.3 ARMADURAS DO BETÃO ARMADO

As principais propriedades do aço das armaduras para betão armado são apresentadas na EN 1992-1-1, Anexo C (CEN, 2004a).

Para simplificação, na EN 1994-1-1, 3.2 (2), refere-se que o valor do módulo de elasticidade das armaduras E_s poderá ser considerado igual ao valor do aço estrutural dado na EN 1993-1-1, 3.2.6 ($E_s = 210 \text{ GPa}$) em vez do valor de 200 GPa dado na EN 1992-1-1, 3.2.7 (4), para as armaduras.

O valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras (tração e compressão) f_{sd} é definido pelo quociente entre o valor característico da tensão de cedência f_{sk} e o coeficiente parcial γ_s definido na EN 1992-1-1, 2.4.2.4 (CEN, 2004a).

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.2)$$

Para a relação tensão-extensão do aço das armaduras, e de acordo com a EN 1992-1-1, 3.2.7, poderá admitir-se qualquer uma das seguintes hipóteses do Gráfico 2.2:

- um ramo superior inclinado com uma extensão limite de ϵ_{ud} e uma tensão máxima de kf_{yk}/γ_s para ϵ_{uk} em que $k = (f_t/f_s)_k$ e f_{tk} é o valor característico da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;
- um ramo superior horizontal sem necessidade de verificação da extensão.

No presente trabalho, optou-se, em todos os cálculos, pela segunda hipótese.

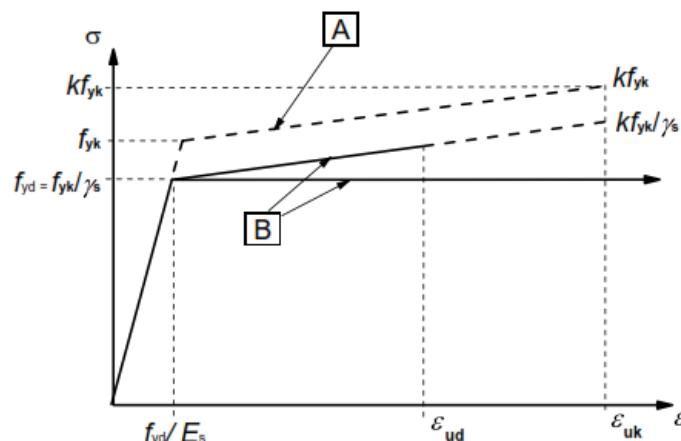


Gráfico 2.2: Relações tensão-extensão para o aço das armaduras (CEN, 2004a).

2.3.4 AÇO ESTRUTURAL

As propriedades do aço estrutural são apresentadas na EN 1993-1-1, 3.2 (CEN, 2005a), onde se refere que os valores nominais das propriedades dos materiais indicados na Secção 3 deverão ser adotados, para efeitos de cálculo, como valores característicos.

Os aços podem ser agrupados em diversas classes conforme a sua resistência, como se ilustra na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Valores nominais de tensão de cedência f_y e tensão última à tração f_u .

Classe de Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	235	360
S275	275	430
S355	355	510
S420	420	520
S460	460	540

Segundo a EN 1994-1-1, 3.3 (2) (CEN, 2005b), não devem ser realizados projectos de estruturas mistas com aços estruturais com uma tensão de nominal superior a 460 MPa.

Segundo a EN 1993-1-1, 3.2.6 (1) (CEN, 2005a), tal como para os aços das armaduras, considera-se que o módulo de elasticidade do aço estrutural E_a e o módulo de distorção G a adotar nos cálculos serão:

$$E_a = 210 \text{ GPa} \quad (2.3)$$

$$G = \frac{E_a}{2 * (1 + \nu)} \cong 81 \text{ GPa} \quad (2.4)$$

O valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural (tração e compressão) f_{yd} é definido por:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (2.5)$$

No Gráfico 2.3 representam-se as curvas tensões-extensões para um aço típico laminado a quente e outro endurecido a frio.

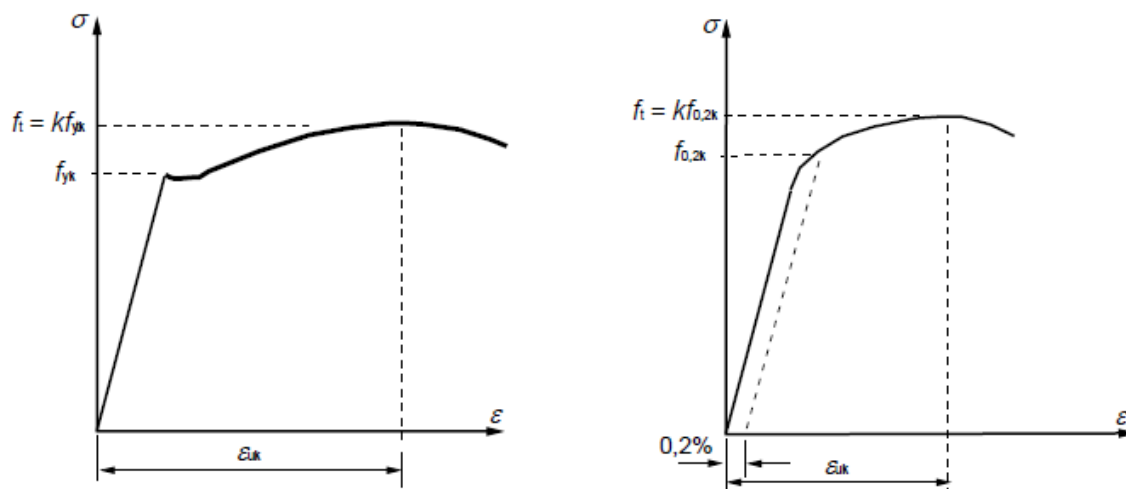


Gráfico 2.3: Relação tensões-extensões para o aço estrutural.

Nos aços indicados no Quadro 3.1 da EN 1993-1-1 (CEN, 2005a), o ponto 5.4.3 (4) refere que se pode utilizar a relação tensão-extensão bilinear apresentada no Gráfico 2.4, sendo que $\tan(\alpha) = E_a$.

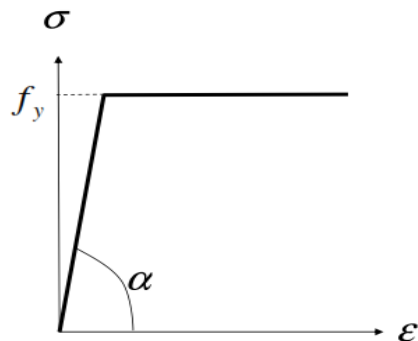


Gráfico 2.4: Relação tensão-extensão bilinear para o aço estrutural.

2.3.5 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO (CONECTORES)

Os conectores do tipo perno de cabeça (Figura 2.2) correspondem à única tipologia de conector de corte para a qual a EN 1994-1-1 apresenta disposições de projeto e construtivas (no artigo 6.6). Os restantes elementos de ligação poderão ser utilizados, desde que verifiquem as bases para o projeto especificadas em 6.6.1.1.

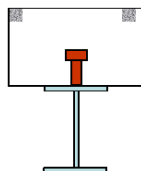


Figura 2.2: Exemplo de perno de cabeça.

Este tipo de conectores de corte têm diâmetros compreendidos entre 13 e 25 mm, alturas entre 75 e 150 mm e valor da tensão última mínima para o material f_u entre 450 e 600 MPa. Porém, a EN 1994-1-1, 6.6.3.1 especifica que o valor da referida tensão não deve ser superior a 500 MPa.

No que se refere à ductilidade dos pernos de cabeça (Figura 2.3) e à sua capacidade de redistribuir a força de corte, a EN 1994-1-1, 6.6.1.2 refere que, se os pernos de cabeça tiverem um comprimento total após soldadura h_{sc} não inferior a quatro vezes o seu diâmetro d_{sc} e com uma espiga de diâmetro nominal não inferior a 16 mm nem superior a 25 mm, podem ser considerados dúcteis. Contudo, a EN 1994-1-1, 6.6.5.7 (1) ressalva que a altura mínima dos pernos de cabeça não poderá ser inferior a três vezes o diâmetro.

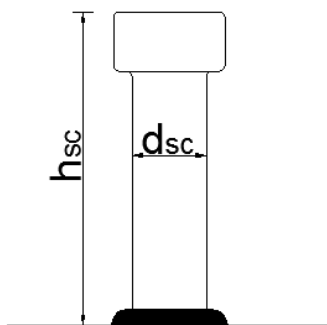


Figura 2.3: Dimensões de um perno de cabeça.

2.4 LIGAÇÃO AO CORTE

O comportamento global de um elemento misto (seja ele viga, pilar ou laje) depende fundamentalmente da ligação ao corte aço-betão. Devido à existência de forças longitudinais de compressão e de tração provocadas pelo momento fletor, surgem esforços de escorregamento ao longo das superfícies de contacto entre os dois materiais que, se não forem absorvidos, condicionam o comportamento do conjunto. De seguida, apresentar-se-á sumariamente o conceito de grau de interação.

Num elemento constituído por dois materiais é possível obter os seguintes graus de interação:

- interação total;
- interação nula;
- interação parcial (solução intermédia).

Considerando que não existe qualquer elemento de ligação entre as duas partes de uma viga simplesmente apoiada ao longo da superfície de contacto aço-betão (interação nula), as tensões e as deformações são avaliadas como se de duas peças separadas se tratasse. Por outro lado, se a ligação entre os dois constituintes permitir a sua solidarização (interação total), as tensões e as deformações serão avaliadas como uma única peça (Simões, 2008). As deformadas dos dois tipos principais de interação são ilustradas na Figura 2.4.

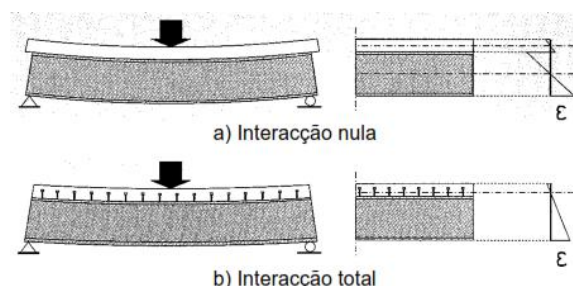


Figura 2.4: Deformada de uma viga mista simplesmente apoiada com interação nula e total (Simões, 2008).

Para se entender o conceito de grau de interação, considere-se uma viga simplesmente apoiada, conforme se apresenta na Figura 2.5, constituída por duas partes, submetida a uma carga linearmente distribuída w .

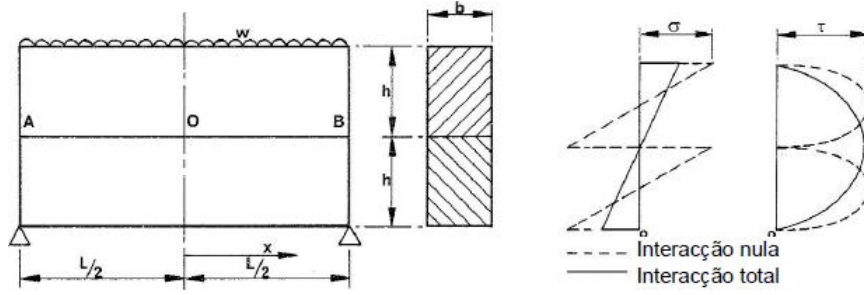


Figura 2.5: Comparação entre interação total e interação nula (Simões, 2008).

Tendo em conta que não existe qualquer elemento de ligação entre as duas partes ao longo da superfície $A-B$ - interação nula, as tensões e as deformações são avaliadas em separado, considerando uma carga atuante igual a $w/2$ em cada viga, com um momento de inércia igual a $b \cdot h^3/12$. Para um momento fletor máximo $M_{máx} = w \cdot L^2/16$ um esforço transversal máximo $V_{máx} = w \cdot L/4$, de acordo com a teoria das peças prismáticas, as tensões normais e tangenciais máximas, bem como a deformação máxima da viga a meio vão, são dadas por (Simões, 2008):

$$\sigma_{máx} = \frac{3 \cdot w \cdot L^2}{8 \cdot b \cdot h^2} \quad \tau_{máx} = \frac{3 \cdot w \cdot L}{8 \cdot b \cdot h} \quad \delta_{máx} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{64 \cdot E \cdot b \cdot h^3}$$

Considerando, agora, que a ligação entre as duas partes ao longo da superfície $A-B$ corresponde a interação total, as tensões e as deformações são avaliadas como se de uma peça única se tratasse. Considerando novamente a teoria das peças prismáticas, as tensões normais e tangenciais máximas, bem como a deformação máxima da viga a meio vão, são dadas por (Simões, 2008):

$$\sigma_{máx} = \frac{3 \cdot w \cdot L^2}{16 \cdot b \cdot h^2} \quad \tau_{máx} = \frac{3 \cdot w \cdot L}{8 \cdot b \cdot h} \quad \delta_{máx} = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{256 \cdot E \cdot b \cdot h^3}$$

Da comparação anterior, verifica-se que a tensão tangencial máxima permanece igual nos dois casos, mas a tensão normal é metade quando existe interação total. Verifica-se, por outro lado, que a deformação vertical máxima da viga com interação total é apenas 25% da verificada com interação nula (Simões, 2008).

Por fim, importa salientar que, no caso, por exemplo, do momento resistente plástico da secção ser muito superior ao momento atuante, é viável a redução do número de conectores no elemento, passando a ligação de corte a comportar-se como se de uma interação parcial se tratasse. Porém, no presente trabalho, apenas serão abordadas vigas mistas com interação e conexão total.

2.5 MÉTODOS DE ANÁLISE DA SECÇÃO TRANSVERSAL

Segundo Calado e Santos (2010), os métodos de análise da secção transversal das vigas mistas estão diretamente relacionados com a classe da secção (cfr. 2.6.2), podendo agrupar-se nos seguintes:

- método de análise elástica linear;
- método de análise rígido-plástica;
- método de análise não linear.

O método de análise elástica pode ser aplicado a secções de qualquer classe. Baseia-se na hipótese de que a relação tensão deformação dos materiais é linear, qualquer que seja o nível das tensões atuantes.

O método de análise rígido-plástica só pode ser aplicado a secções de classes 1 e 2 e despreza a deformação elástica dos materiais, admitindo que a relação entre tensão e deformação é perfeitamente plástica.

O método de análise não linear pode ser aplicado a secções de qualquer classe. Este considera o comportamento não linear dos materiais e admite, de um modo geral, que a relação tensão-deformação do betão comprimido se traduz num diagrama parábola-retângulo ou bilinear, enquanto para o aço tracionado ou comprimido se baseia num diagrama bilinear do tipo elasto-plástico.

No presente trabalho, sendo o objetivo principal verificar a resistência de secções mistas em situação de incêndio, não será dada ênfase à deformação, mas sobretudo à capacidade da secção em estudo não colapsar antes do tempo de resistência requerido, quando se trata a ação do fogo. Sendo assim, apenas será realizada a análise rígido-plástica.

2.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À TEMPERATURA NORMAL

2.6.1 LARGURA EFETIVA

A distribuição real de tensões longitudinais no banzo de betão da lajes/vigas mistas é incompatível com a hipótese de Bernoulli². De modo a admitir uma distribuição uniforme de tensões e a poder utilizar as expressões da teoria geral da flexão na determinação de tensões longitudinais e de deformações, recorre-se geralmente ao conceito de largura efetiva do banzo b_{eff} .

A largura efetiva define-se como a largura do banzo de betão que, funcionando com o perfil de aço, permite determinar as características de uma viga equivalente de secção uniforme que tenha, nessa secção, um deslocamento vertical, calculado pelas expressões da teoria geral da flexão, igual ao da viga real (Lamas, 1982).

A largura efetiva do banzo de betão b_{eff} a meio-vão e nos apoios internos pode ser calculada através da expressão (2.6).

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (2.6)$$

em que:

b_0 distância entre os centros dos conectores extremos;

b_{ei} valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma.

Nos apoios de extremidade, a largura efetiva pode ser obtida através da expressão (2.7).

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (2.7)$$

com:

$$\beta_i = 0,55 + \frac{0,025L_e}{b_{ei}} \leq 1,0 \quad (2.8)$$

Esta propriedade (largura efetiva) deve ser inserida no programa pelo utilizador. Caso não seja conhecida, é disponibilizada uma ferramenta para o seu cálculo.

² Hipótese de Bernoulli - admite-se que uma secção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado, que inicialmente se encontre plana e perpendicular às fibras, conservará este estado depois da deformação do elemento. Deste pressuposto resulta uma distribuição linear das deformações ao longo da altura da secção transversal pelo que a deformação de uma fibra genérica é diretamente proporcional à sua distância relativamente ao eixo neutro.

2.6.2 CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL

O processo de classificação de secções mistas previsto no Eurocódigo 4 é semelhante ao considerado na EN 1993-1-1. Neste, são definidas quatro classes: Classe 1, Classe 2, Classe 3 e Classe 4.

A classe de uma secção mista depende da classe dos seus elementos metálicos comprimidos (correspondendo à mais desfavorável) e do sinal do momento fletor, sendo obtida através da esbelteza dos respetivos componentes metálicos.

As secções de classe 1 ou 2 podem atingir o momento resistente plástico e são as recomendadas pela EN 1994-1-1 no projeto de estruturas mistas. As secções de classe 4 são, em geral, evitadas nas estruturas mistas de edifícios.

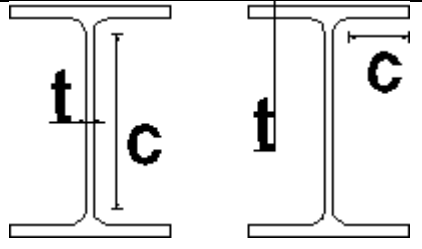
A EN 1994-1-1 tece as seguintes considerações acerca da classificação de secções mistas:

- se o banzo de aço comprimido estiver contraventado por uma laje de betão, pode ser classificado de Classe 1, desde que a sua encurvadura seja impedida por meio de uma ligação efetiva (conectores metálicos) ao pavimento;
- uma alma de Classe 3 pode ser classificada de Classe 2 se esta estiver envolvida em betão e ligada por estribos e conectores;
- caso o banzo seja parcialmente envolvido, são apresentados diversos limites.

Tal como já foi referido (cfr. 2.5), o programa foca-se no cálculo da resistência plástica da secção. Nesse sentido, apenas são calculadas vigas mistas de classe 1 ou 2.

A Tabela 2.4 resume as relações máximas entre altura e espessura do elemento (esbelteza) para a classificação dos elementos. A classificação da secção corresponde à classificação do elemento de classe mais elevada.

Tabela 2.4: Classificação transversal - esbelteza máxima dos elementos.

Elemento	Classe 1	Classe 2	Classe 3	
Banzo	$c/t = 9. \epsilon$	$c/t = 10. \epsilon$	$c/t = 14. \epsilon$	
Alma sujeita à compressão	$c/t = 33. \epsilon$	$c/t = 38. \epsilon$	$c/t = 42. \epsilon$	
Alma sujeita à flexão	$c/t = 72. \epsilon$	$c/t = 83. \epsilon$	$c/t = 124. \epsilon$	

em que $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$

2.6.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Para as vigas mistas não existe um método simples de cálculo do esforço transversal resistido pelo banzo de betão. A sua contribuição depende de parâmetros como o tipo de conector, o seu espaçamento, a armadura transversal existente na laje, a existência ou não de fendilhação, entre outros. Por esse motivo, segundo a EN 1994-1-1, 6.2.2.2, é geralmente aceite que a resistência ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$ é igual à resistência da secção de aço $V_{pl,a,Rd}$. Da EN 1993-1-1, 6.2.6, retira-se:

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \quad (2.9)$$

em que:

γ_{M0} coeficiente parcial de segurança para a resistência da secção, cujo valor recomendado é 1,00;

A_v área resistente ao esforço transversal. A norma europeia prevê o cálculo para vários tipos de secção sendo que se apresentam os perfis para os quais são efetuadas verificações no programa:

- Secções laminadas em I ou H com carga paralela à alma:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f \leq \eta \cdot h_w \cdot t_w \quad (2.10)$$

- Secções soldadas em I ou H com carga paralela à alma:

$$A_v = \eta \cdot h_w \cdot t_w \quad (2.11)$$

η parâmetro indicado na EN 1993-1-5, 5.1 (2) e que assume o valor de 1,2 (ou 1,0 conservadoramente) para aços de classes até 460 MPa

Para verificar a resistência ao esforço transversal, deve ser respeitada a condição $V_{pl,Rd} \geq V_{Ed}$. Contudo, caso $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$, a EN 1994-1-1, 6.2.2.4 aponta para a consideração da influência do esforço transversal sobre o valor do momento resistente (calculado, seguidamente, em 2.6.4) através da aplicação do fator $(1 - \rho)$ na tensão de cedência de cálculo da alma de aço. Do referido artigo retira-se:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right]^2 \quad (2.12)$$

2.6.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y

O momento plástico resistente de uma viga mista aço-betão à temperatura normal $M_{pl,y,Rd}$ é avaliado com base nos seguintes pressupostos:

- a existência de conexão total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- a secção efetiva do elemento de aço estrutural é solicitada até atingir a cedência;
- as secções efetivas das armaduras longitudinais são solicitadas até atingirem a cedência;
- as chapas perfiladas comprimidas são desprezadas;
- a área efetiva de betão à compressão tem como resistência máxima o valor $0,85f_{cd}$.

O valor do momento fletor resistente plástico $M_{pl,y,Rd}$ depende da posição do eixo neutro plástico z_{pl} . Esta pode ser obtida dividindo a secção em blocos e impondo o equilíbrio entre trações e compressões.

A EN 1994-1-1 não disponibiliza expressões para a determinação do momento fletor resistente plástico sendo que o seu cálculo é feito recorrendo aos conhecimentos de Resistência de Materiais. De acordo com a orientação do momento, o cálculo do $M_{pl,y,Rd}$ pode ser feito segundo várias abordagens, tendo em atenção a localização do eixo neutro plástico. Caso a secção esteja sujeita a um momento positivo $M_{y,Ed}^+$, o eixo neutro plástico localiza-se, geralmente:

- na zona maciça do banzo de betão;
- no banzo superior do perfil de aço;
- na alma do perfil de aço.

Caso a secção seja solicitada por um momento negativo $M_{y,Ed}^-$, pode localizar-se:

- no banzo superior do perfil de aço;
- na alma do perfil de aço.

Note-se, contudo, que em raras situações o eixo neutro pode-se localizar noutras posições. Por exemplo, se existir um excesso de armadura longitudinal no banzo de betão, o eixo neutro para a solicitação $M_{y,Ed}^-$ estará no banzo de betão. Nesse sentido, o programa deve conseguir concretizar o cálculo para qualquer posição do eixo neutro e o método de cálculo a adotar deverá ser escolhido tendo isso em atenção.

Seguidamente, apresentar-se-á um exemplo de cálculo do momento fletor resistente plástico positivo $M_{pl,y,Rd}^+$ de uma secção mista genérica cujo eixo neutro se encontra no banzo maciço de betão (Figura 2.6).

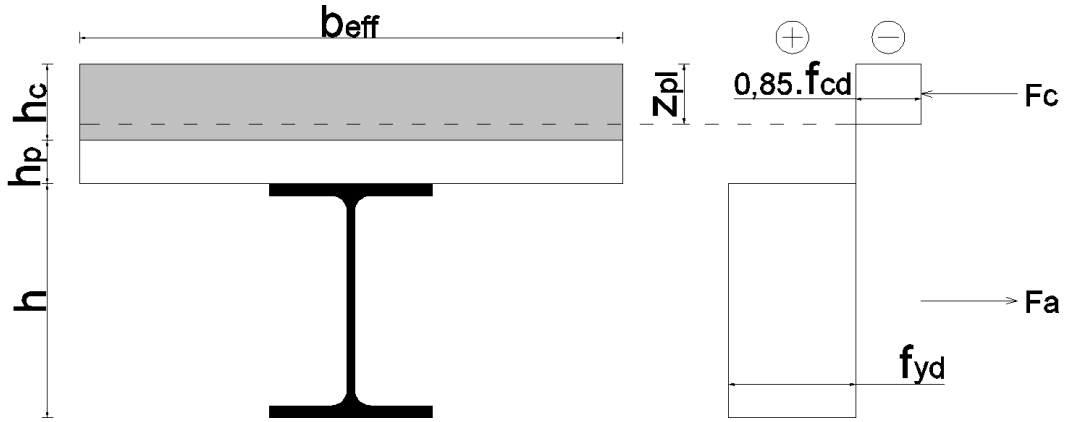


Figura 2.6: Esquema representativo do cálculo do momento fletor resistente plástico $M_{pl,y,Rd}$.

A posição do eixo neutro plástico z_{pl} é obtida desenvolvendo a seguinte condição:

$$\sum F_H = 0 \Leftrightarrow F_c = F_a \Leftrightarrow z_{pl} b_{eff} 0,85 f_{cd} = F_a \Leftrightarrow z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} 0,85 f_{cd}} \cdot \frac{h_c}{h_c} \Leftrightarrow z_{pl} = \frac{F_a}{F_c} \cdot h_c$$

O $M_{pl,y,Rd}^+$ será igual ao momento produzido pelas forças máximas F_c e F_a relativamente a qualquer ponto (por exemplo, o topo do banzo de betão):

$$M_{pl,y,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_a \cdot \left(h_c + h_p + \frac{h}{2} \right) - F_c \cdot \frac{z_{pl}}{2}$$

Na eventualidade de ser verificada a condição $V_{Ed} \geq 0,5 \cdot V_{pl,Rd}$ (cfr. 2.6.3), deve ser considerada a influência do esforço transversal e reduzida a tensão de cedência do aço da alma com o fator $(1 - \rho)$ como ilustra a Figura 2.7.

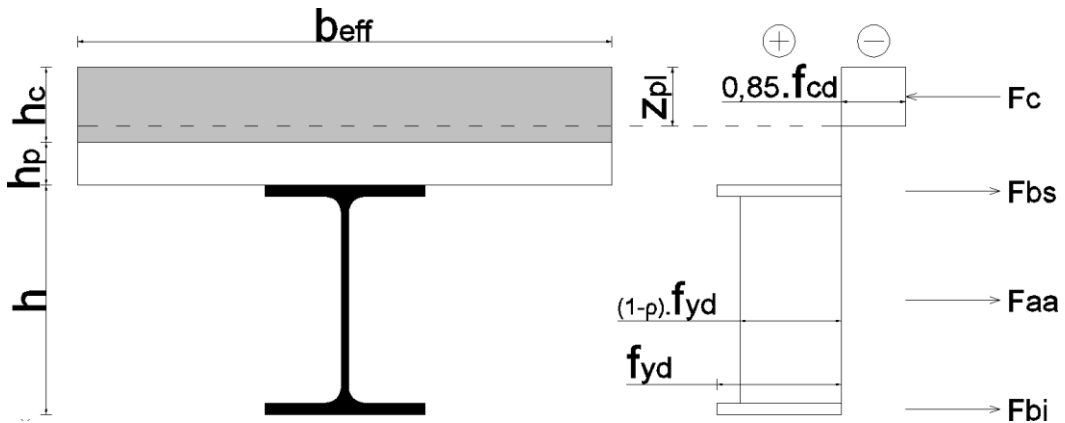


Figura 2.7: Esquema representativo do cálculo de $M_{pl,y,Rd}$ com influência do esforço transversal.

2.6.5 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES

Tendo por base um extenso programa experimental, a EN 1994-1-1, 6.6.3.1 apresenta as expressões que permitem determinar o valor de cálculo da força resistente de corte P_{Rd} de pernos de cabeça de acordo com a EN ISO 14555 (ISO/TC 44, 1998) e inseridos em lajes de betão. O valor de P_{Rd} pode ser condicionado pela resistência mecânica ao corte do conector $P_{Rd}^{(1)}$ ou pelo esmagamento do betão envolvente $P_{Rd}^{(2)}$.

$$P_{Rd} = \min \left(P_{Rd}^{(1)}; P_{Rd}^{(2)} \right) \quad (2.13)$$

com:

$$P_{Rd}^{(1)} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_{sc}^2}{4}}{\gamma_v} \quad (2.14)$$

$$P_{Rd}^{(2)} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d_{sc}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (2.15)$$

em que:

γ_v coeficiente parcial de segurança relativo à conexão (valor recomendado: 1,25);

f_u valor da tensão última do aço do perno de cabeça;

α os valores de α são dados pelas seguintes expressões:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) \text{ para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \quad (2.16)$$

$$\alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 \quad (2.17)$$

Além das características do perno de cabeça e do betão da laje, a força resistente do conector depende também do seu confinamento. O valor de cálculo da força resistente ao corte do perno de cabeça quando inserido numa laje de betão com chapa perfilada $P_{i,Rd}$ deverá ser considerado igual ao obtido para uma laje maciça P_{Rd} , multiplicado por um coeficiente de redução k_i que depende da orientação das nervuras, paralelas ou transversais à viga.

$$P_{i,Rd} = k_i \cdot P_{Rd} \quad (2.18)$$

Caso as nervuras da chapa perfilada sejam paralelas à viga de apoio (Figura 2.8), obtém-se:

$$k_i = k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2.19)$$

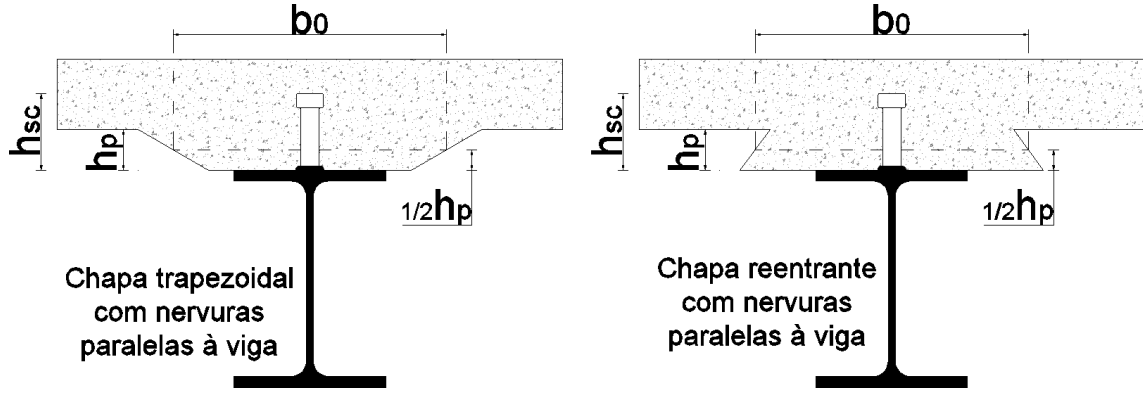


Figura 2.8: Esquema representativo das dimensões da chapa perfilada paralela à viga.

Para as nervuras transversais à viga de apoio (Figura 2.9) tem-se:

$$k_i = k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2.20)$$

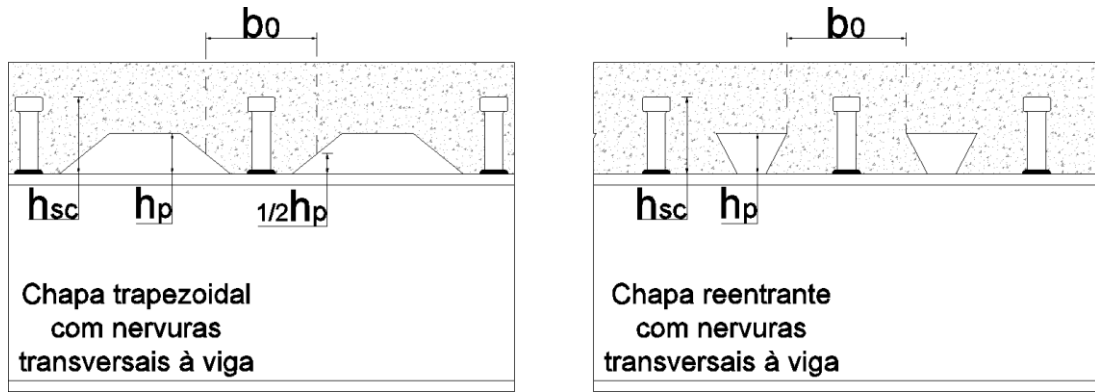


Figura 2.9: Esquema representativo das dimensões da chapa perfilada transversal à viga.

Sabida a resistência ao corte de cada conector, resta calcular a força de corte longitudinal V_L para, posteriormente, determinar a número de conectores necessários $n_{c,req}$. V_L é dado pelo valor da força de tração no perfil metálico ou pela força de compressão na laje de betão, conforme o que for determinante.

$$V_L = \min \left\{ \begin{matrix} F_a \\ F_c \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} A_a \cdot f_{yd} \\ 0,85 \cdot b_{eff} \cdot h_c \cdot f_{cd} \end{matrix} \right\} \quad (2.21)$$

A resistência ao corte será verificada caso seja respeitada a condição $n_c \geq n_{c,req}$ em que n_c corresponde ao número de conectores distribuídos ao longo de pontos consecutivos de momentos máximo e nulo e $n_{c,req}$ obtém-se a partir da equação:

$$n_{c,req} = V_L / P_{Rd} \quad (2.22)$$

2.7 COMPORTAMENTO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.7.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O comportamento mecânico das estruturas mistas é afetado pelo aumento da temperatura na medida em que os materiais constituintes perdem resistência quando sujeitos a temperaturas elevadas. Impõe-se, por essa razão, a verificação da segurança de estruturas mistas em situação de incêndio.

Quando se considera a exposição de um elemento misto ao fogo, a sua resistência corresponde à capacidade de suportar os efeitos do fogo de acordo com os seguintes critérios (Figura 2.10):

- critério R – a capacidade de carga mantém-se durante o tempo requerido de exposição ao fogo – aplica-se a elementos destinados ao suporte de cargas;
- critério E – quando exposto ao incêndio numa das superfícies, o elemento apresenta resistência à penetração das chamas e gases quentes;
- critério I – o elemento de compartimentação do edifício caracteriza-se pela sua capacidade de isolamento da temperatura. Não permite a passagem excessiva de calor para a superfície não exposta.

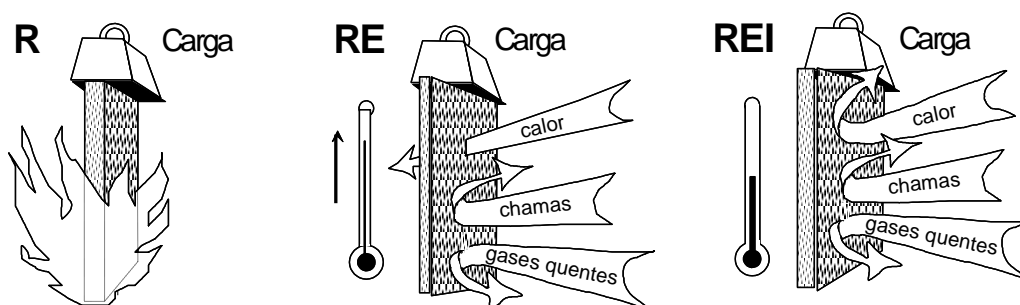


Figura 2.10: Representação esquemática dos critérios R, E e I (Vila Real, 2010).

A análise do comportamento ao fogo de estruturas mistas está presente na EN 1994-1-2 (CEN, 2005d). De acordo com este documento, a referida análise pode ser realizada utilizando:

- Valores tabelados (baseados na curva ISO 834, EN 1994-1-2, 4.2);
- Métodos simplificados de cálculo (EN 1994-1-2, 4.3);
- Métodos avançados de cálculo (EN 1994-1-2, 4.4).

O cálculo de elementos mistos através de métodos simplificados de cálculo pode ser feito através de:

- curvas de incêndio nominais – análise prescritiva;
- modelos de incêndio natural – análise baseada no desempenho;

O âmbito do presente trabalho incide no cálculo da resistência mecânica de vigas mistas em situação de incêndio segundo métodos de cálculo simplificados focando-se, mais concretamente, na curva padrão ISO 834.

O cálculo da segurança de estruturas mistas em situação de incêndio passa por quatro etapas, sendo que as duas primeiras dizem respeito ao Eurocódigo 1 e as restantes ao Eurocódigo 4 (Amaral et al, 2007):

1. definição das cargas em situação de incêndio;
2. definição do tipo de incêndio;
3. cálculo da temperatura na estrutura;
4. cálculo do comportamento mecânico.

2.7.2 AÇÕES TÉRMICAS

2.7.2.1 Considerações gerais

As ações térmicas representam a ação do fogo na estrutura em análise. A EN 1991-1-2 (CEN, 2002c) fornece diferentes possibilidades para a sua consideração. São elas:

- curvas de incêndio nominais – análise prescritiva;
 - curva padrão ISO 834;
 - curva de incêndio de hidrocarbonetos;
 - curva de incêndio para elementos exteriores;
- modelos de incêndio natural – análise baseada no desempenho:
 - curvas paramétricas;
 - incêndio localizado.

As curvas de incêndio nominais são funções analíticas da temperatura em função do tempo. Estas curvas possuem a designação “nominal” uma vez que não representam as temperaturas de um fogo real. Na verdade, são curvas fictícias cujas temperaturas são apenas da mesma ordem de grandeza das observadas em incêndios (Franssen e Vila Real, 2010).

Por outro lado, a utilização da análise baseada no desempenho, que se sustenta no desenvolvimento do incêndio natural, veio permitir aos projetistas de estruturas caracterizar os diversos cenários de incêndio de uma forma mais realista, encontrando soluções mais económicas, sem comprometer a segurança da estrutura em situação de incêndio (Reis, 2011).

No presente segmento serão descritas as principais curvas nominais temperatura-tempo. Será dada, como é lógico, ênfase à curva ISO 834, na qual incidirá o foco do presente trabalho.

2.7.2.2 Curvas de incêndio nominais

Na abordagem prescritiva, mais simplista e convencional, a curva nominal utilizada como referência para a resistência ao fogo em todo mundo é a curva de incêndio padrão (ISO 834). Mas, de acordo com a EN 1991-1-2, existem ainda mais duas curvas nominais: a curva de incêndio para elementos exteriores e a curva de incêndio de hidrocarbonetos (Reis, 2011). Existem, porém, outras curvas nominais como é o exemplo da curva britânica BS 476 ou da curva regulamentar americana ASTM E119.

A curva ISO é a curva nominal mais utilizada a nível mundial em testes de resistência ao fogo, tanto em elementos estruturais como em elementos de compartimentação. É usada essencialmente como representação das temperaturas de um incêndio totalmente desenvolvido num compartimento (temperatura do ar constante em todos os pontos). É denominada de curva ISO pelo facto de a sua expressão ser retirada da norma ISO 834. A temperatura dos gases θ_g , em °C, no compartimento, no instante t , em minutos, segundo a curva ISO é dada pela expressão (2.23):

$$\theta_g = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (2.23)$$

A curva de incêndio padrão ISO 834 apresenta, contudo, algumas limitações (Reis, 2011):

- tem que ser considerada uma temperatura constante em todo o compartimento, mesmo sendo um grande compartimento onde esse cenário é irrealista;
- não considera a fase *pré-flashover*;
- nunca decresce;
- não depende da carga de incêndio ou das condições de ventilação.

A curva de hidrocarbonetos é usada para representar os efeitos de um fogo com hidrocarbonetos (por exemplo, combustível de aviões ou plataformas petrolíferas), caracterizada por uma subida rápida da temperatura devido à combustão rápida. Um exemplo de uma combustão com este tipo de materiais foi o atentado terrorista ao *World Trade Center* em 11 de Setembro de 2001. A temperatura dos gases θ_g no instante t , segundo a curva de hidrocarbonetos, é dada pela expressão (2.24):

$$\theta_g = 20 + 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (2.24)$$

A curva de incêndio para elementos exteriores é usada para a superfície exterior das paredes de compartimentação sujeitas à ação do fogo. Note-se que esta curva não deve ser usada para calcular os efeitos do fogo, por exemplo, em vigas ou pilares metálicos

localizados no exterior do edifício. Para esses elementos, deverão ser consideradas as disposições apresentadas pela EN 1991-1-2, Anexo B (CEN, 2002c). Para elementos mistos, a EN 1994-1-2 sugere o cálculo d temperatura dos gases θ_g no instante t , segundo a curva de incêndio para elementos exteriores, é dada pela expressão:

$$\theta_g = 20 + 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) \text{ } [^{\circ}\text{C}] \quad (2.25)$$

O Gráfico 2.5 apresenta a curva ISO 834, que será uma referência-chave nas análises em situação de incêndio levadas a cabo no presente trabalho.

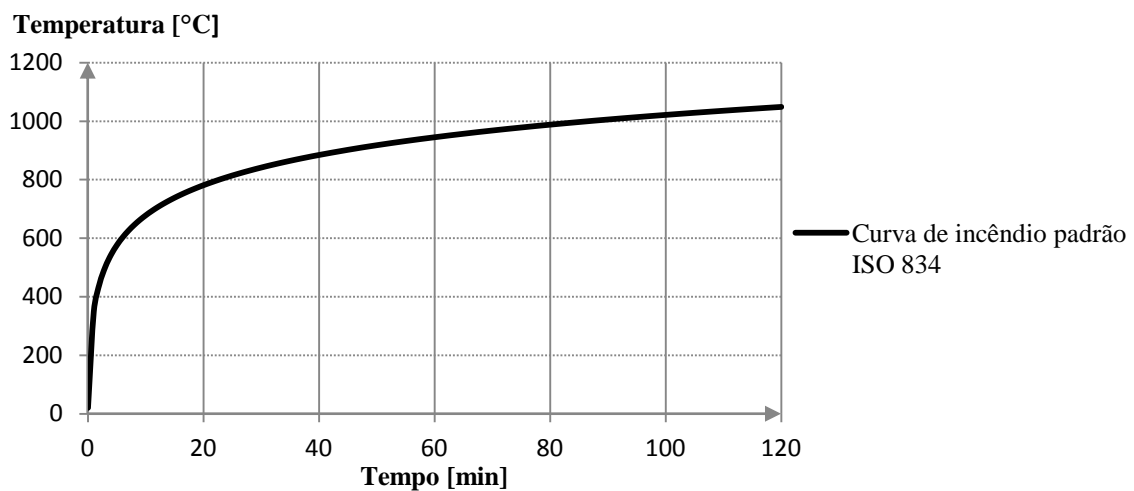


Gráfico 2.5: Curvas de incêndio nominais.

2.7.3 ANÁLISE TÉRMICA DO PERFIL METÁLICO

2.7.3.1 Fator de massividade

Antes de se avançar para a análise térmica dos elementos metálicos, deve ser interiorizado, em primeiro lugar, o conceito de fator de massividade.

O aumento de temperatura ao longo do tempo depende essencialmente da massa do elemento face à área de superfície exposta à ação térmica. Elementos leves e esbeltos, por exemplo, aquecem com maior rapidez do que elementos mais pesados e robustos. A taxa de aquecimento (um parâmetro chave no cálculo da temperatura de um elemento metálico) de um dado elemento é denominada de “Fator de Massividade” A/V e é o quociente entre a superfície exposta e o volume do elemento por metro de comprimento (Franssen e Vila Real, 2010).

Para elementos sem proteção ao fogo, a EN 1993-1-2 define o fator de massividade como $A_m/V [m^{-1}]$.

No caso de elementos de secção constante ao longo do comprimento, a distribuição de temperatura é bidimensional e o fator de massividade pode ser simplificado como o quociente entre o perímetro da secção exposta, em metros, e a área do perfil metálico, em m^2 como se demonstra na equação (2.26):

$$\frac{A_m}{V} = \frac{P * l}{A * l} = \frac{P}{A} [m^{-1}] \quad (2.26)$$

em que:

l comprimento do elemento.

Assim sendo, a taxa de aquecimento de um elemento metálico será proporcional à superfície exposta A_m (ou ao respetivo perímetro P) e inversamente proporcional ao seu volume V (ou à área do perfil A).

Neste trabalho, o fator de massividade é calculado para perfis metálicos expostos ao fogo em três lados (protegido na parte superior pelo banzo de betão). Excecionalmente, caso a área de contacto entre o perfil metálico e o banzo de betão seja inferior a 85% da área em planta do banzo superior, o que pode acontecer se a viga for mista, considera-se que o perfil se encontra exposto nos quatro lados (cfr. 4.4.2.2).

2.7.3.2 Perfil metálico não protegido

A EN 1993-1-2³ apresenta uma equação simples para o cálculo da temperatura dos elementos metálicos. Assumindo uma distribuição uniforme da temperatura ao longo da secção, o incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ no elemento metálico desprotegido durante o intervalo de tempo Δt é dado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m/V}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net,d} \cdot \Delta t \quad [^{\circ}C] \quad (2.27)$$

em que:

k_{sh} fator corretivo do efeito de sombra obtido através da equação (2.28);

A_m/V fator de massividade para elementos metálicos desprotegidos (≥ 10) [m^{-1}];

A_m área de superfície do elemento metálico por unidade de comprimento [m^2/m];

V volume do elemento metálico por unidade de comprimento [m^3/m];

c_a calor específico do aço [J/kgK];

ρ_a densidade do aço, 7850 [kg/m^3];

$\dot{h}_{net,d}$ valor de cálculo do fluxo de calor por unidade de área [W/m^2];

Δt intervalo de tempo ≤ 5 [s]

O fator k_{sh} ou k_{shadow} toma valor igual a 1,0 caso o fluxo de calor por radiação seja absorvido pelo elemento na totalidade da superfície exposta. Caso a geometria concava da secção apenas permita a radiação parcial da superfície exposta, o fator toma valor inferior a 1,0 (Figura 2.11)

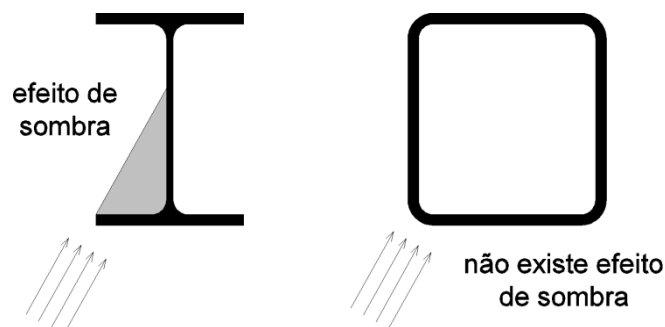


Figura 2.11: Influência da geometria da perfil metálico para o efeito de sombra.

³ No presente trabalho, será utilizada, para o cálculo das temperaturas do perfil, a nomenclatura da EN 1993-1-2. Contudo, é calculada a temperatura dos banzos e da alma separadamente, tal como sugerido na EN 1994-1-2.

Para secções em I (alvo de estudo do presente trabalho) sujeitas às curvas de incêndio nominal, o fator de correção do efeito de sombra é determinado pela seguinte equação:

$$k_{sh} = 0,9 \cdot \frac{[A_m/V]_b}{[A_m/V]} \quad (2.28)$$

em que:

$[A_m/V]_b$ fator de massividade da secção com perímetro de exposição em caixão. O valor deste fator é definido pelo quociente entre a superfície de exposição de uma caixa fictícia que delimita a secção e o volume do perfil de aço.

Note-se, contudo, que ignorar o fator k_{sh} considerando-o igual a 1,0 resulta em análises térmicas conservativas.

2.7.3.3 Perfil metálico protegido

A prática comum para proteção dos perfis metálicos é a utilização de isolamento térmico (Figura 2.12), quando o tempo de resistência pretendido é igual ou superior a trinta minutos. Existem muitas formas de controlar o aquecimento dos elementos metálicos das quais se destacam três tipos principais (Franssen e Vila Real, 2010):

- *Sprays* cimentícios (Figura 2.13) – solução barata mas com elevados custos de limpeza depois da aplicação;
- Placas de material isolante (Figura 2.14) – fácil aplicação, esteticamente aceitável mas de difícil aplicação em geometrias complexas;
- Tinta intumescente (Figura 2.15 e Figura 2.16) – funciona como acabamento, expande quando sujeita a altas temperaturas, funcionando como camada isolante.

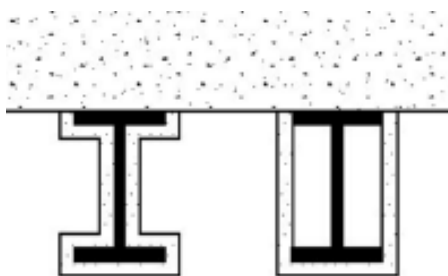


Figura 2.12: Esquema representativo dos tipos de proteção de vigas mistas (Vila Real, 2013).



Figura 2.13: Aplicação de spray cimentício (Vila Real, 2013).



Figura 2.14: Aplicação de placas de isolamento térmico (Vila Real, 2013).

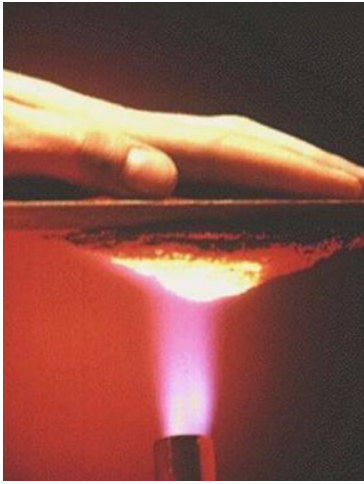


Figura 2.15: Expansão térmica da tinta intumescente (Vila Real, 2013).



Figura 2.16: Aspeto da tinta intumescente numa estrutura de aço (Vila Real, 2013).

A EN 1993-1-2⁴ disponibiliza um método simples de avaliação das temperaturas em elementos metálicos termicamente isolados. Assume-se, tal como na análise térmica de perfis sem isolamento, que a distribuição térmica é bidimensional. O incremento de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ de um elemento metálico protegido durante um intervalo de tempo Δt é dado por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \cdot A_p / V}{d_p \cdot c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \phi/3} \cdot \Delta t - (e^{\phi/10} - 1) \cdot \Delta\theta_{g,t} \quad [^{\circ}\text{C}] \quad (2.29)$$

considerando:

$$\Delta\theta_{a,t} \geq 0 \text{ se } \Delta\theta_{g,t} > 0$$

⁴ Tal como no cálculo para elementos não protegidos, será adotada a nomenclatura da EN 1993-1-2 sendo calculada a temperatura dos banzos e da alma separadamente, tal como sugerido na EN 1994-1-2.

sendo que a quantidade de calor absorvida pela proteção ϕ é dada por:

$$\phi = \frac{c_p \cdot d_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{A_p}{V} \quad (2.30)$$

em que:

A_p/V fator de massividade para elementos metálicos protegidos [m^{-1}];

A_p área de superfície do elemento metálico por unidade de comprimento [m^2/m];

V volume do elemento metálico por unidade de comprimento [m^3/m];

λ_p condutividade térmica do material de proteção [W/mK];

d_p espessura do material de proteção [m];

c_p calor específico do material de proteção [J/kgK];

ρ_p massa volúmica do material de proteção [kg/m^3];

c_a calor específico do aço, dependente da temperatura do elemento [J/kgK];

$\theta_{a,t}$ temperatura do aço no instante t [$^{\circ}C$];

$\theta_{g,t}$ temperatura do compartimento no instante t [$^{\circ}C$];

$\Delta\theta_{g,t}$ incremento de temperatura do compartimento durante o intervalo Δt [K];

ρ_a massa volúmica do aço, 7850 [kg/m^3];

Δt intervalo de tempo ≤ 30 [s]

Os valores tabelados da condutividade térmica do material de proteção λ_p são geralmente definidos para materiais secos. Para materiais de proteção com teor de água p o incremento de temperatura do perfil $\Delta\theta_{a,t}$ deve ser modificado considerando um atraso t_v no aumento de temperatura quando esta atinge os 100°C. O valor do atraso aos 100°C é dado por (ECCS, 1983):

$$t_v = \frac{p \cdot \rho_p \cdot d_p^2}{5 \cdot \lambda_p} \quad [min] \quad (2.31)$$

em que:

p é a humidade no material de proteção [%].

O Gráfico 2.6 representa a evolução da temperatura no perfil de aço na presença de humidade considerando o atraso t_v aos 100°C.

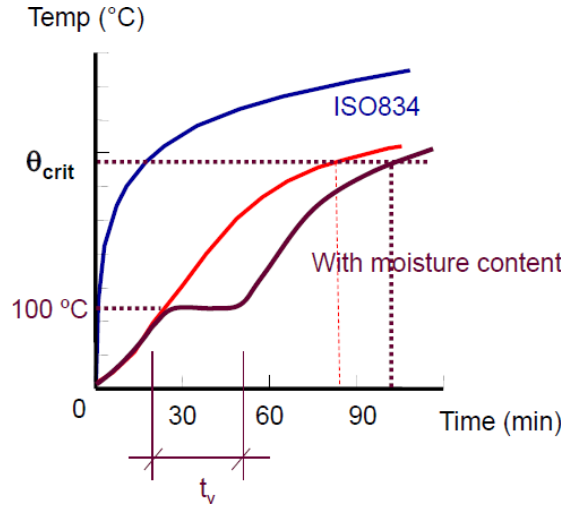


Gráfico 2.6: Efeito da presença de humidade na evolução da temperatura do aço (Vila Real, 2013).

Para materiais de isolamento leves, a expressão (2.29) pode ser simplificada considerando $\phi = 0$. Segundo este método (ECCS, 1983), pode ser desprezada a capacidade de absorver calor pelo material de proteção se esta for menor do que a do aço, como ilustra a expressão (2.32).

$$d_p \cdot A_p \cdot c_p \cdot \rho_p < \frac{c_a \cdot \rho_a \cdot V}{2} \quad (2.32)$$

Nesta expressão, pode-se considerar $c_a = 600 \text{ J/kgK}$ para efeitos de verificação da condição.

Resumindo, se o calor específico do material de proteção c_p é desprezado, toma-se $\phi = 0$ e a expressão (2.29) fica:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \cdot (\theta_{g,t} - \theta_{a,t}) \cdot \Delta t \text{ [}^\circ\text{C]} \quad (2.33)$$

A vantagem de usar esta equação é a possibilidade de construir tabelas de duas entradas e/ou nomogramas. Uma das entradas é a duração do incêndio ISO 834 a outra o fator de massividade modificado:

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \quad (2.34)$$

A utilização da expressão (2.32) restringe-se, contudo, a materiais de proteção leves. Para efetuar a análise térmica de elementos protegidos por materiais pesados, o fator de massividade obtido pela expressão (2.34) deve ser corrigido (ECCS, 1983):

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \left(\frac{1}{1 + \phi/2} \right) \quad (2.35)$$

Este procedimento produz bons resultados para temperaturas na ordem dos 350°C a 700°C, que correspondem às temperaturas críticas que normalmente ocorrem nos elementos de aço estrutural (Franssen e Vila Real, 2010).

2.7.4 ANÁLISE TÉRMICA DO BANZO DE BETÃO

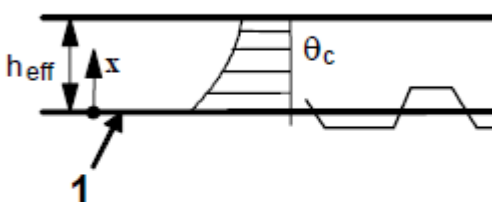
2.7.4.1 Considerações gerais

A presente análise insere-se no processo de cálculo da resistência de secções mistas aço-betão em situação de incêndio, focando-se concretamente na análise térmica do banzo de betão considerando a curva ISO 834.

A EN1994-1-2 apresenta, no Anexo D, Tabela D.5, uma aproximação conservativa (segundo o documento), das temperaturas numa laje de betão não protegida, com 100 mm de espessura, quando aquecida inferiormente por um incêndio nominal ISO 834 (Tabela 2.5).

Tabela 2.5: Distribuição da temperatura numa laje de betão com 100 mm de espessura (CEN, 2005d).

Depth x mm	Temperature θ_c [°C] after a fire duration in min. of					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



1 – Heated lower side of slab

O estudo apresentado de seguida foi efetuado com recurso ao programa SAFIR⁵ (Franssen, 2005) e tem dois objetivos fundamentais:

- tirar conclusões relativamente à possibilidade de extrapolação das temperaturas de uma laje de 100 mm de espessura dadas pela Tabela D.5 da EN1994-1-2 para lajes de diferente altura efetiva;
- comparar a distribuição de temperaturas obtida através do Método dos Elementos Finitos com os valores tabelados.

2.7.4.2 Altura efetiva do banzo de betão

A altura efetiva h_{eff} representada na Tabela 2.5 é dada pelas expressões seguintes, que são aplicáveis no caso de se adotar uma chapa perfilada metálica:

$$h_{eff} = h_1 + 0,5 \cdot h_2 \cdot \frac{(l_1 + l_2)}{l_1 + l_3} \quad \text{para } \frac{h_2}{h_1} \leq 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (2.36)$$

$$h_{eff} = h_1 \cdot \left[1 + 0,75 \cdot \frac{l_1 + l_2}{l_1 + l_3} \right] \quad \text{para } \frac{h_2}{h_1} > 1,5 \text{ e } h_1 > 40 \text{ mm} \quad (2.37)$$

em que:

as dimensões da chapa perfilada estão representadas na Figura 2.17.

h_3 corresponde à camada superior de nivelamento

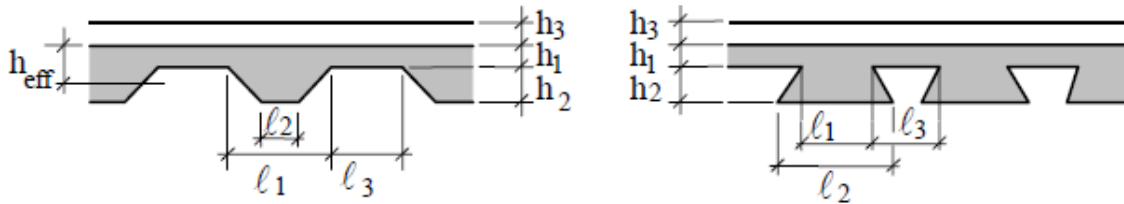


Figura 2.17: Dimensões da chapa perfilada para o cálculo da altura efetiva (CEN, 2005d).

⁵ SAFIR é um *software* de modelação de estruturas à temperatura ambiente e a temperaturas elevadas, baseado no Método dos Elementos Finitos.

2.7.4.3 Análise térmica com o Método dos Elementos Finitos

O estudo foi feito para três espessuras do banzo de betão:

- 50 mm;
- 150 mm;
- 100 mm - utilizada essencialmente para analisar a evolução da temperatura nas condições da Tabela D.5 da EN 1994-1-2. Será o fio condutor entre os resultados das duas primeiras lajes e a norma europeia.

Consideraram-se as seguintes durações do incêndio para cada tipologia de banzo:

- 30 minutos;
- 60 minutos;
- 90 minutos;
- 120 minutos;
- 180 minutos.

Em cada laje, foi retirada e analisada a temperatura nos pontos previstos na Tabela 2.5 para cada duração do incêndio.

Numa apreciação preliminar dos dados do problema, espera-se obter os seguintes resultados:

- no caso da laje de 100 mm, prevê-se a obtenção de resultados similares aos da Tabela D.5;
- para a laje de 50 mm, por sua vez, dado que se trata de uma massa de betão inferior onde há menor dissipação térmica, deverá registar-se um aumento mais acentuado da temperatura da secção resultando em temperaturas superiores às previstas pela tabela da norma;
- nessa perspetiva, espera-se que a laje de 150 mm, por se tratar de uma laje com maior dissipação térmica, apresente valores de temperatura equivalentes ou menores do que os da Tabela D.5.

Os resultados detalhados do estudo são apresentados no Anexo A.

A primeira tipologia de laje a analisar será, logicamente, a de 100 mm de espessura uma vez que servirá de comparação com os resultados da Tabela 2.5. Para esta espessura, a Tabela 2.6 mostra as temperaturas retiradas do SAFIR e a Tabela 2.7 quantifica as diferenças absolutas entre as duas abordagens.

Tabela 2.6: Análise térmica da laje de betão de 100 mm (SAFIR), em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	620,0	782,8	870,9	931,4	1013,0
10	510,7	683,1	780,2	848,1	940,2
15	421,6	596,4	698,9	772,0	871,8
20	348,8	521,3	626,6	702,4	808,1
25	289,0	456,3	562,4	640,7	749,3
30	239,9	400,0	505,6	584,7	695,0
35	199,3	351,2	455,4	534,4	645,1
40	165,8	308,9	410,9	489,2	599,3
45	138,1	272,2	371,6	448,7	557,1
50	115,2	240,5	336,9	412,3	518,4
55	96,4	213,0	306,3	379,7	482,7
60	81,0	189,3	279,3	350,6	449,9
80	44,1	125,0	201,3	261,6	341,2
100	33,2	97,8	159,0	204,1	258,6

Tabela 2.7: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	85,0	77,8	-	-	-
10	40,7	41,1	42,2	-	-
15	6,6	15,4	17,9	18,0	-
20	-1,2	-3,7	-0,4	5,4	-
25	-11,0	-12,7	-8,6	-1,3	11,3
30	-10,1	-21,0	-13,4	-6,3	6,0
35	-10,7	-22,8	-17,6	-7,6	10,1
40	-14,2	-18,1	-17,1	-3,8	9,3
45	-21,9	-16,8	-15,4	-5,3	8,1
50	-24,8	-9,5	-8,1	-2,7	10,4
55	-28,6	13,0	12,3	10,7	13,7
60	-29,0	14,3	8,3	8,6	19,9
80	-35,9	-15,0	-18,7	-8,4	11,2
100	-26,8	-2,2	-1,0	-5,9	-1,4

Na Tabela 2.7, as diferenças de temperatura positivas ($\theta_{SAFIR} > \theta_{EN1994}$) são assinaladas a amarelo e as negativas ($\theta_{SAFIR} \leq \theta_{EN1994}$) a verde.

À partida, é possível observar que uma parte considerável dos valores de temperatura retirados do SAFIR é superior às temperaturas previstas na Tabela 2.5. Esta tendência toma maior preponderância para valores de x inferiores em que, por exemplo, para um incêndio de 30 minutos, a diferença de temperatura aos 5 mm é:

$$\theta_{SAFIR} - \theta_{EN1994} = +85^{\circ}\text{C}.$$

Através da análise do Gráfico 2.7 – que representa graficamente as duas distribuições de temperaturas para um incêndio de duração igual a 30 minutos –, nota-se uma clara diferença entre as duas abordagens para valores de x reduzidos. Por outro lado, para valores crescentes de x , os resultados da Tabela D.5 são superiores aos do SAFIR. Note-se, porém, que a maioria destes últimos valores se localiza inferiormente à linha $T = 250^{\circ}\text{C}$, abaixo da qual o betão não sofre perdas de resistência consideráveis ($k_c = 1$).

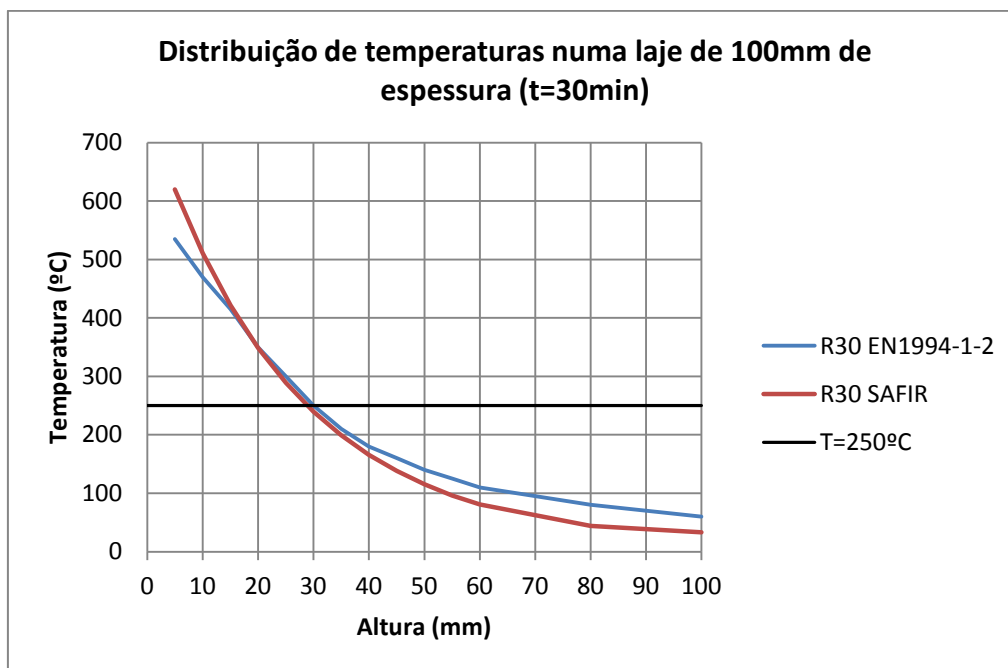


Gráfico 2.7: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para $t=30\text{min}$.

Ainda relativamente à laje de 100 mm, para um fogo de três horas ($t = 180\text{min}$), as temperaturas do SAFIR são superiores às da Tabela 2.5 na totalidade das alturas exceto para $x = 100\text{mm}$. Por um lado, este facto pode ser preocupante, uma vez que todas as temperaturas consideradas são superiores a 250°C (havendo, por isso, redução da resistência mecânica do betão). No entanto, as diferenças são inferiores a 20°C , o que resulta em pequenas alterações no fator de redução da tensão k_c . Como exemplo, para $x = 60\text{mm}$, tem-se:

- SAFIR: $\theta = 449,9^{\circ}\text{C} \rightarrow k_c = 0,675$;
- EN 1994-1-2: $\theta = 430^{\circ}\text{C} \rightarrow k_c = 0,705$.

No que diz respeito à laje de 50 mm de espessura, continua evidente o facto de a EN 1994-1-2 apresentar valores de temperatura muito inferiores aos do SAFIR para alturas reduzidas (diferenças que chegam aos 92°C, superiores às diferenças para a laje de 100 mm) como se pode constatar na Tabela 2.8.

Além disso, como esperado, o menor volume de betão resulta num aquecimento mais rápido da secção. Deste modo, as temperaturas do SAFIR para incêndios de 30, 60 e 90 minutos são superiores, em todos os pontos, à distribuição da Tabela D.5 da EN 1994-1-2.

Contrariamente ao que seria expectável, as temperaturas do SAFIR para a laje de 50 mm e durações de 120 e 180 minutos registam um comportamento oposto das restantes durações, na medida em que as temperaturas são menores do que para a laje de 100 mm, o que leva a concluir que a tabela da norma europeia pode não ser adequada para lajes de dimensões inferiores a 100 mm.

Tabela 2.8: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	90,2	92,2	-	-	-
10	48,9	63,9	59,3	-	-
15	18,1	45,6	40,0	18,9	-
20	14,3	33,2	25,3	5,3	-
25	9,3	30,2	19,3	-4,8	-53,4
30	6,0	27,5	15,3	-13,9	-70,2
35	22,3	30,9	10,5	-20,9	-77,6
40	27,0	40,3	9,2	-23,1	-90,3
45	29,1	45,7	7,6	-32,4	-103,5
50	37,4	56,2	10,1	-38,8	-113,7

Quanto às lajes de espessura superior a 100 mm (representadas pela laje de 150 mm - Tabela 2.9), as temperaturas são inferiores às da laje de 100 mm, facto que poderá ser explicado pelo aumento do volume de betão, que proporciona uma maior inércia térmica.

No cômputo geral, a distribuição da EN 1994-1-2 aplicada a lajes de espessura superior a 100 mm é conservativa exceto para valores de x reduzidos, tal como se tem verificado nas restantes observações efetuadas no âmbito do presente estudo.

Tabela 2.9: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 150 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	85,0	77,5	-	-	-
10	40,7	40,6	39,7	-	-
15	6,6	14,6	14,3	11,2	-
20	-1,3	-4,8	-5,0	-2,7	-
25	-11,0	-14,1	-14,3	-11,7	-1,7
30	-10,2	-22,9	-20,3	-18,4	-8,6
35	-10,8	-25,2	-25,9	-21,5	-5,9
40	-14,3	-21,1	-26,8	-19,5	-8,0
45	-22,0	-20,6	-26,7	-22,9	-10,1
50	-24,9	-14,4	-21,3	-22,1	-8,6
55	-28,9	7,0	-2,9	-10,7	-5,8
60	-29,4	6,9	-9,1	-15,0	0,0
80	-37,6	-30,8	-47,2	-41,0	-7,4
100	-32,8	-32,9	-43,9	-46,3	-13,4

2.7.4.4 Discussão dos resultados

Verifica-se, à partida, uma limitação da tabela: não são apresentadas as temperaturas para todas as profundidades, sendo que os valores em falta correspondem a temperaturas superiores a 700°C.

A EN 1994-1-2 disponibiliza uma aproximação aceitável para lajes de 100 mm ou superior, exceto para valores de x reduzidos, onde a diferença de temperaturas entre o MEF e a Tabela D.5 chega a atingir os 85°C. Concretamente para a laje de 100 mm, a curva de temperaturas dada pelo SAFIR para um incêndio de 180 minutos é mais gravosa em quase todos os pontos. No entanto, é verificado o oposto na laje de 150 mm, para a qual os dados da EN 1994-1-2 para uma duração de 180 minutos são extremamente conservativos.

O estudo da laje de 50 mm (representativa das lajes de menor espessura, com menor dissipação térmica) mostra que a consideração da distribuição da EN 1994-1-2 (mais gravosa) apresenta temperaturas menores do que as produzidas pelo SAFIR em todos os pontos para incêndios de 30, 60 e 90 minutos. Por outro lado, produz uma aproximação bastante satisfatória para t=120 minutos, sendo bastante conservativa para um incêndio de 180 minutos.

Finalmente, apesar da abordagem da EN 1994-1-2 produzir uma aproximação razoável ao modelo numérico (diferenças não ultrapassam os 100°C), fornece alguns valores de temperatura inferiores ao SAFIR (para alturas reduzidas), sendo que tudo aponta para que a Tabela D.5 da EN 1994-1-2 não seja totalmente conservativa.

2.7.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

2.7.5.1 Considerações gerais

Os valores de cálculo para as propriedades mecânicas do material em situação de incêndio $X_{d,fi}$ são definidos na EN 1993-1-2 como:

$$X_{d,fi} = \frac{(k_{\theta} \cdot X_k)}{\gamma_{M,fi}} \quad (2.38)$$

em que:

X_k valor característico da propriedade de resistência ou deformação à temperatura normal;

k_{θ} fator de redução da propriedade de resistência ou deformação, dependente da temperatura do material;

$\gamma_{M,fi}$ coeficiente de segurança parcial a utilizar na propriedade de resistência ou deformação em situação de incêndio. Valor recomendado é $\gamma_{M,fi} = 1,0$.

No presente segmento, será quantificada a perda das propriedades mecânicas dos materiais constituintes das secções transversais mistas: Aço (engloba o aço estrutural, o aço das armaduras e os conectores) e do Betão em situação de incêndio.

2.7.5.2 Aço

A resistência mecânica do aço decresce com o aumento da temperatura. A temperaturas elevadas, o diagrama tensão-deformação é modificado passando de linear-perfeitamente plástico (temperatura normal) para um modelo elítico elástico-perfeitamente plástico recomendado pela EN 1993-1-2 (CEN, 2005b)

O Gráfico 2.8 ilustra a redução da tensão de cedência de um aço de classe S235 em função da temperatura bem como a relação tensão-deformação a temperaturas elevadas.

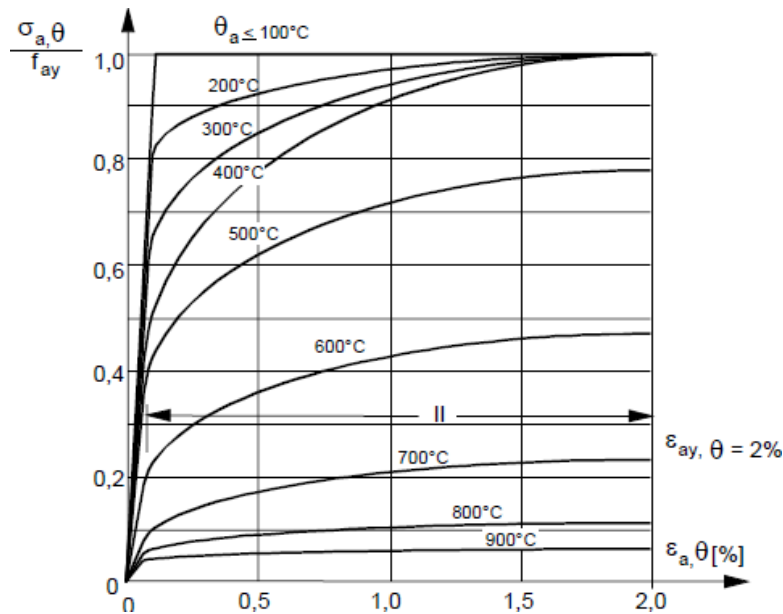


Gráfico 2.8: Representação gráfica do diagrama tensão-deformação para um aço de classe S235 até uma deformação de 2% (CEN, 2005d).

No referido gráfico, é possível observar que:

- a resistência do aço reduz progressivamente a partir dos 100°C;
- a 700°C, a tensão de cedência do aço é igual a 23% da temperatura normal;
- a partir de 800°C (acima das temperaturas críticas comuns numa estrutura mista), a resistência mecânica fica reduzida a menos de 11%.

Seguindo a expressão (2.38), a tensão de cedência à temperatura θ é dada pela expressão (2.39):

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (2.39)$$

O Módulo de Young é dado pela expressão (2.40):

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a \quad (2.40)$$

A tensão última mínima do aço (aplicado aos conectores e ligações em geral) é dada pela expressão (2.41):

$$f_{u,\theta} = k_{u,\theta} \cdot f_u \quad (2.41)$$

A Tabela 2.10 mostra os fatores de redução para o aço a elevadas temperaturas e o Gráfico 2.9 é a representação gráfica desses valores.

Tabela 2.10: Fator de redução k_θ para relação tensão-deformação do aço a temperaturas elevadas (CEN, 2005d).

Steel Temperature $\theta_a [^\circ\text{C}]$	$k_{E,\theta} = \frac{E_{a,\theta}}{E_a}$	$k_{y,\theta} = \frac{f_{ay,\theta}}{f_{ay}}$	$k_{u,\theta} = \frac{f_{au,\theta}}{f_{ay}}$
20	1,00	1,00	1,25
100	1,00	1,00	1,25
200	0,90	1,00	1,25
300	0,80	1,00	1,25
400	0,70	1,00	
500	0,60	0,78	
600	0,31	0,47	
700	0,13	0,23	
800	0,09	0,11	
900	0,0675	0,06	
1000	0,0450	0,04	
1100	0,0225	0,02	
1200	0	0	

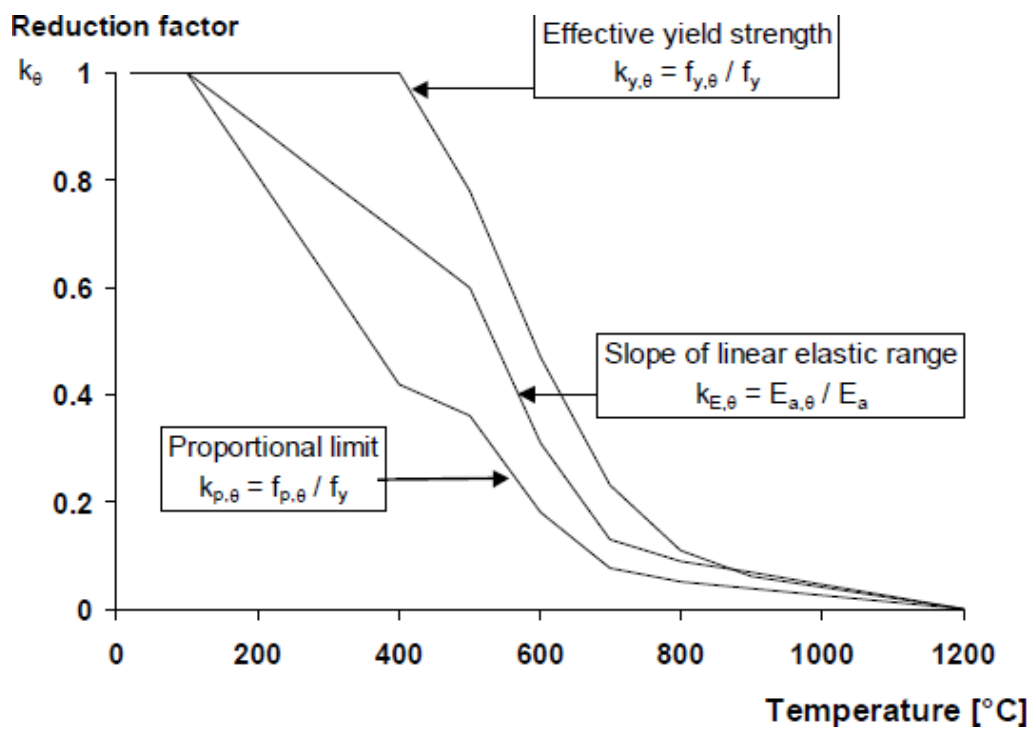


Gráfico 2.9: Fatores de redução para a relação tensão-deformação do aço a elevadas temperaturas (CEN, 2005b).

2.7.5.3 Betão

Tal como no caso do aço, as propriedades mecânicas do betão decrescem com o aumento da temperatura.

O Gráfico 2.10 representa a relação tensão-deformação do betão a elevadas temperaturas.

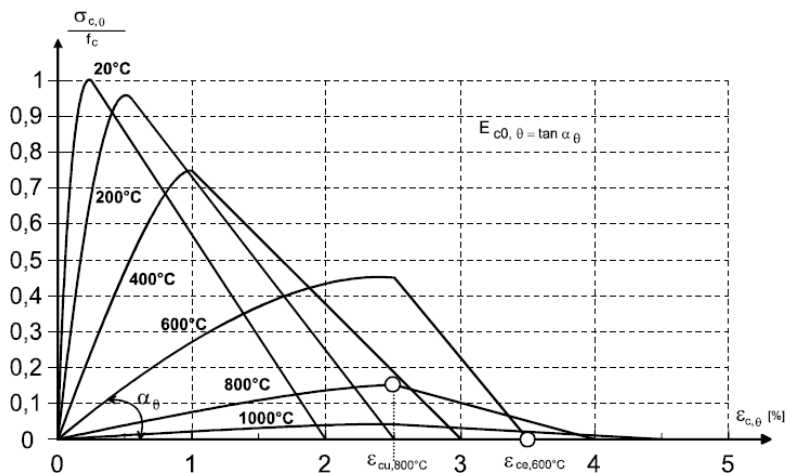


Gráfico 2.10: Relação tensão-deformação do betão (CEN, 2004b).

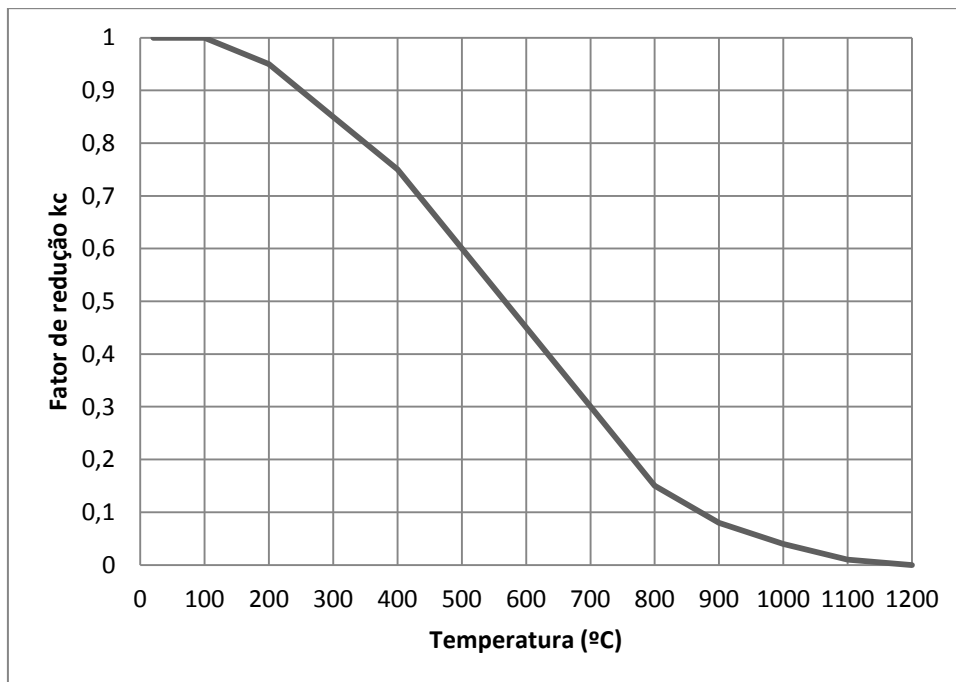
Seguindo a expressão (2.38), o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias à temperatura θ é dada pela expressão (2.42):

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} \cdot f_{cd} \quad (2.42)$$

A Tabela 2.11 mostra os fatores de redução do betão a elevadas temperaturas (NC corresponde ao betão normal – foco do presente trabalho e LC refere-se ao betão leve) e o Gráfico 2.11 representa graficamente os referidos valores.

Tabela 2.11: Fator de redução k_θ para o betão a elevadas temperaturas (CEN, 2004b).

Concrete Temperature θ_c [°C]	$k_{c,\theta} = f_{c,\theta}/f_c$		$\varepsilon_{cu,\theta} \cdot 10^3$ NC
	NC	LC	
20	1	1	2,5
100	1	1	4,0
200	0,95	1	5,5
300	0,85	1	7,0
400	0,75	0,88	10,0
500	0,60	0,76	15,0
600	0,45	0,64	25,0
700	0,30	0,52	25,0
800	0,15	0,40	25,0
900	0,08	0,28	25,0
1000	0,04	0,16	25,0
1100	0,01	0,04	25,0
1200	0	0	-

Gráfico 2.11: Representação gráfica do fator de redução $k_{c,\theta}$ do betão a elevadas temperaturas (CEN, 2004b)

2.7.6 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

A capacidade resistente de uma secção mista aço-betão relativamente ao esforço transversal em situação de incêndio é definida pelo esforço resistente $V_{fi,Rd}$. Para que seja verificada a segurança do elemento nestas condições, deve ser respeitada a condição (2.43) para cada secção transversal:

$$V_{fi,Ed}/V_{fi,Rd} \leq 1,0 \quad (2.43)$$

em que:

$V_{fi,Ed}$ esforço transversal atuante em situação de incêndio.

O esforço transversal resistente $V_{fi,Rd}$ é obtido aplicando o fator de redução da tensão de cedência do aço $k_{y,\theta}$ e o coeficiente parcial relativo à resistência do aço em situação de incêndio $\gamma_{M,fi}$ tratados em 2.7.5.2 à expressão (2.9), de onde se retira:

$$V_{fi,Rd} = \frac{A_v \cdot k_{y,\theta,alma} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M,fi,m0}} \quad (2.44)$$

em que:

$k_{y,\theta,alma}$ fator de redução da tensão de cedência do aço constituinte da alma para uma temperatura θ .

Tal como acontece na verificação de segurança à temperatura normal, caso $V_{fi,Ed} \geq 0,5 \cdot V_{fi,Rd}$, deve ser considerada a influência do esforço transversal sobre o valor do momento resistente em situação de incêndio através da aplicação do fator $(1 - \rho_{fi})$ na tensão de cedência de cálculo da alma de aço em que:

$$\rho_{fi} = \left[\frac{2 \cdot V_{fi,Ed}}{V_{fi,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (2.45)$$

2.7.7 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y

2.7.7.1 Considerações gerais

A determinação da resistência da secção à flexão segundo o eixo y-y é calculada através da análise plástica da secção transversal.

O referido método de cálculo consiste na comparação do momento resistente ao fim do tempo regulamentar com o momento atuante em situação de incêndio devendo, para que haja segurança em situação de incêndio, verificar-se a condição:

$$M_{fi,Ed} \leq M_{fi,Rd} \quad (2.46)$$

A determinação do momento resistente a altas temperaturas baseia-se na teoria da plasticidade, tendo em conta a variação das propriedades dos materiais com a temperatura, adotando um procedimento análogo à sua determinação à temperatura normal (Amaral et al., 2007) tratada em 2.6.4.

A EN 1994-1-2, Anexo E (CEN, 2005d) fornece um modelo de cálculo dos momentos resistentes positivo e negativo a altas temperaturas para vigas mistas sem a alma do perfil metálico envolvida em betão.

Na abordagem do Anexo E da EN 1994-1-2 considera-se, para o cálculo do momento resistente plástico positivo em situação de incêndio, que o eixo neutro se encontra no banzo de betão. Esta premissa é válida na maioria dos casos comuns, na medida em que a redução drástica da tensão de cedência do aço a altas temperaturas provoca a “subida” do eixo neutro para essa posição. Porém, tal como referido anteriormente, o programa de cálculo desenvolvido deve englobar todas as possíveis posições do eixo neutro incluindo, a título de exemplo, uma secção transversal com um perfil metálico de dimensões demasiado grandes, que resultará numa posição do eixo neutro abaixo do banzo de betão.

Analogamente, na abordagem do Anexo E da EN 1994-1-2 para momento resistente plástico negativo em situação de incêndio, assume-se que o eixo neutro está abaixo do banzo de betão. Mais uma vez, trata-se de um cenário comum aplicável à maioria das secções transversais. No entanto, o programa de cálculo deve abranger, por exemplo, uma secção que possua uma área de armaduras no banzo de betão excessiva, o que poderá colocar o eixo neutro dentro do banzo de betão.

Nesse sentido, face à especificidade exigida para o cálculo do momento resistente para cada posição do eixo neutro, em vez de recorrer ao método baseado na força total de tração e de compressão da secção previsto na norma para as localizações comuns do eixo neutro, elaborar-se-á, no presente segmento, uma análise plástica completa da secção transversal para cada tipo de solicitação.

Para vigas mistas com o perfil metálico parcialmente envolvido em betão, a EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d) fornece um modelo de cálculo para os momentos resistentes positivo e negativo em situação de incêndio.

Na verdade, o Anexo F da EN 1994-1-2 fornece as bases para o projetista realizar uma análise plástica da secção transversal. Ao contrário do método de cálculo referido anteriormente (baseado nos fatores de redução das tensões de cedência/rotura dos materiais), o modelo do Anexo F prevê, fundamentalmente, a redução da área efetiva dos elementos constituintes.

Importa referir, ainda, que o método do Anexo F da EN 1994-1-2 apenas é válido nos casos em que a altura do perfil h e a área $h * b_c$ (b_c corresponde à largura da zona betonada da alma) são iguais ou superiores aos valores apresentados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12: Requisitos mínimos para aplicação do método de cálculo da EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	Minimum Profile Height h and Minimum Width b_c [mm]	Minimum Area $h b_c$ [mm ²]
R30	120	17500
R60	150	24000
R90	170	35000
R120	200	50000
R180	250	80000

2.7.7.2 Perfil metálico não envolvido em betão (M+)

Retomando o exemplo de cálculo apresentado em 2.6.4 e extrapolando a análise para um cenário de incêndio, obtém-se a Figura 2.18, que representa a distribuição de temperaturas na secção, bem como o diagrama de tensões.

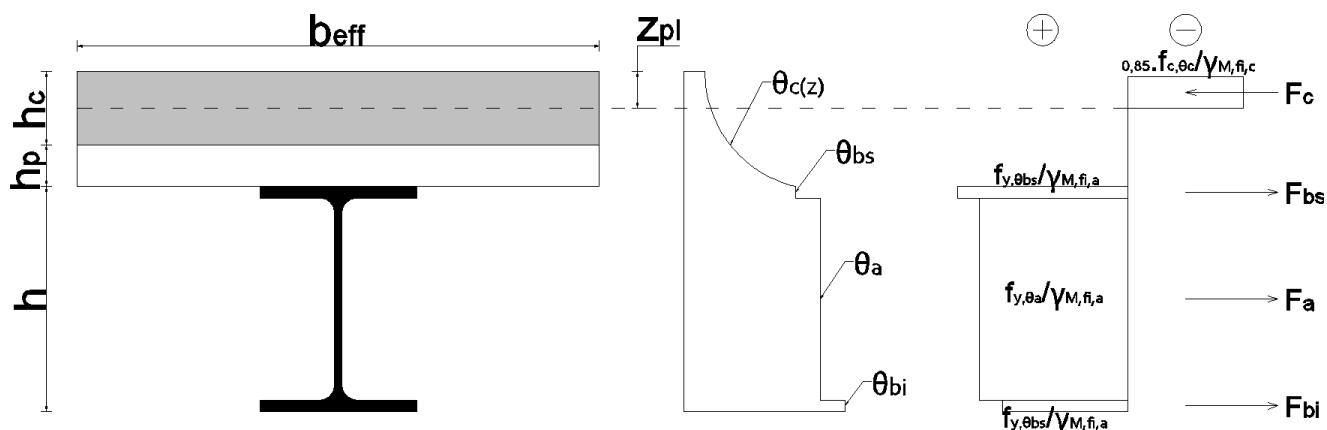


Figura 2.18: Esforços internos da secção para a determinação do momento resistente positivo em situação de incêndio.

De acordo com o Anexo E da EN 1994-1-2, o primeiro passo para o cálculo do momento resistente em situação de incêndio é calcular, através da igualdade de forças horizontais, o eixo neutro, considerando que todo o banzo de betão (ou, pelo menos a parcela sob tensão), se encontra a uma temperatura menor ou igual a 250°C – não existe perdas de resistência.

Em função da localização obtida (caso se encontre dentro da altura útil do banzo de betão h_c), duas situações poderão ocorrer (Amaral et al., 2007):

- se a diferença entre a altura da laje de betão h_c e a altura da zona comprimida h_u (representada na Figura 2.18 por z_{PL}) for igual ou superior à altura da laje de betão que corresponde a uma temperatura de 250°C (h_{cr}), a temperatura na zona de compressão em toda a camada de betão é inferior a 250°C;
- se a diferença entre a altura da laje de betão e a altura da zona comprimida for inferior à altura da laje de betão que corresponde a uma temperatura de 250°C, existem camadas de betão comprimido que estão a uma temperatura superior a 250°C e deve ser contabilizada a sua perda de resistência.

Nota: as temperaturas obtidas são retiradas da EN 1994-1-2, Tabela D.5 (CEN, 2005d).

No primeiro caso ($h_c - h_u \geq h_{cr}$), dado que não existem partes do banzo de betão sob tensão com temperaturas superiores a 250°C, a localização do eixo neutro está encontrada.

Na segunda situação ($h_c - h_u < h_{cr}$), existem camadas de betão comprimidas que se encontram a temperaturas superiores a 250°C e a consequente perda de resistência deve ser contabilizada. Nesse momento, deve ser iniciado um processo iterativo que divide a camada de betão comprimido (abaixo de h_{cr}) “n” camadas de altura menor ou igual a 10 mm (Figura 2.19) e calcula o eixo neutro de novo, repetindo o processo.

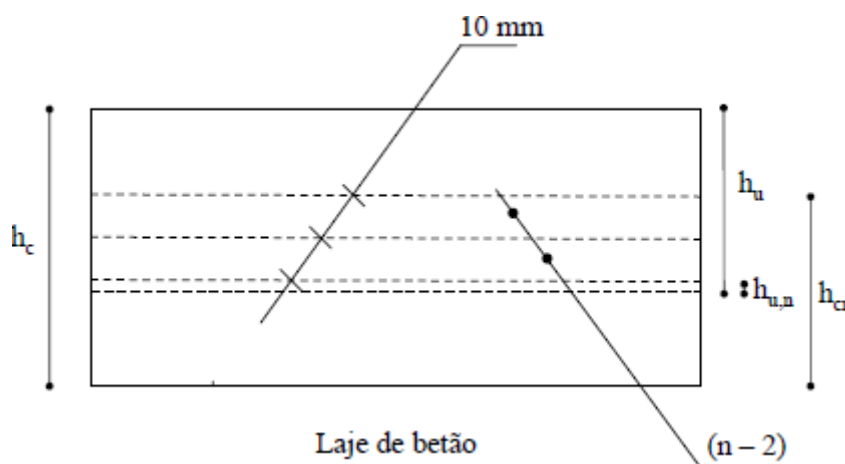


Figura 2.19: Representação gráfica do processo iterativo de cálculo da altura da zona comprimida do banzo de betão (Amaral et al., 2007).

A análise térmica do banzo de betão apresentada tem as seguintes vantagens:

- fácil aplicação no cálculo manual do momento resistente;
- a consideração de camadas de 10 mm na zona crítica da análise (fibras comprimidas a temperatura superior a 250°C) produz uma aproximação razoável da realidade.

No entanto, a sua aplicação no cálculo automático apresenta os seguintes obstáculos:

- o método envolve o cálculo do eixo neutro múltiplas vezes, o que significa que terão de ser calculadas as forças máximas para todas as iterações, aumentando o tempo de cálculo;
- o modelo levantará grandes dificuldades, principalmente na contabilização das forças máximas de compressão das armaduras no banzo de betão, na medida em que se localizarão, na maioria dos casos, no interior das camadas;

- para ultrapassar esta dificuldade, seria necessário prever uma rotina de cálculo que subdividisse as camadas consoante a localização das armaduras;
- sendo assim, o processo de cálculo “forças máximas $\rightarrow z_{pl,20^{\circ}C} \rightarrow$ verificação da altura crítica \rightarrow divisão em camadas de espessura variável \rightarrow subdivisão das camadas que contêm armaduras \rightarrow cálculo das temperaturas e fatores de redução \rightarrow comparação da nova localização com a da iteração anterior \rightarrow repetição do processo” é extremamente exigente em termos de programação e moroso ao nível do cálculo automático;
- não é previsto um modelo de cálculo análogo para momentos negativos;
- o método apresentado produz uma aproximação aceitável, uma vez que se trata de um método de cálculo manual. Não possui, no entanto, o grau de discretização aplicável numa ferramenta de cálculo automático.

Tendo em conta os pontos apresentados, propõe-se o recurso a um método de cálculo alternativo, cuja aplicação no programa será pormenorizada no Capítulo 6. No Anexo B do presente documento, este novo modelo é detalhado e comparado com o método de cálculo previsto na EN 1994-1-2, Anexo E.

Resumidamente, o método proposto pretende eliminar o recurso a um processo iterativo e assenta nos seguintes princípios:

- a análise térmica do banzo de betão é realizada anteriormente ao cálculo do momento resistente, o que resulta no cálculo do eixo neutro sem recurso a iterações;
- a divisão do banzo de betão é feito em camadas de 0,1 mm de espessura (numa laje de 100 mm, serão consideradas 1000 camadas);
- o elevado grau de discretização elimina a necessidade de subdividir camadas para considerar as armaduras no banzo;
- o facto da análise térmica ser independente do método de cálculo da resistência ao momento fletor positivo, leva a que a divisão em camadas possa também ser usada no cálculo do momento negativo.

O cálculo do momento será feito, tal como em 2.6.4, através da expressão:

$$M_{pl,y,Rd}^{+} = \sum F_i \cdot z_i = F_{bs} \cdot z_{bs} + F_a \cdot z_a + F_{bi} \cdot z_{bi} - F_c \cdot z_c$$

2.7.7.3 Perfil metálico não envolvido em betão (M-)

Considere-se a viga mista solicitada à flexão segundo o eixo y-y e os respetivos diagrama de tensões e distribuição térmica para o cálculo do momento resistente plástico negativo apresentados na Figura 2.20.

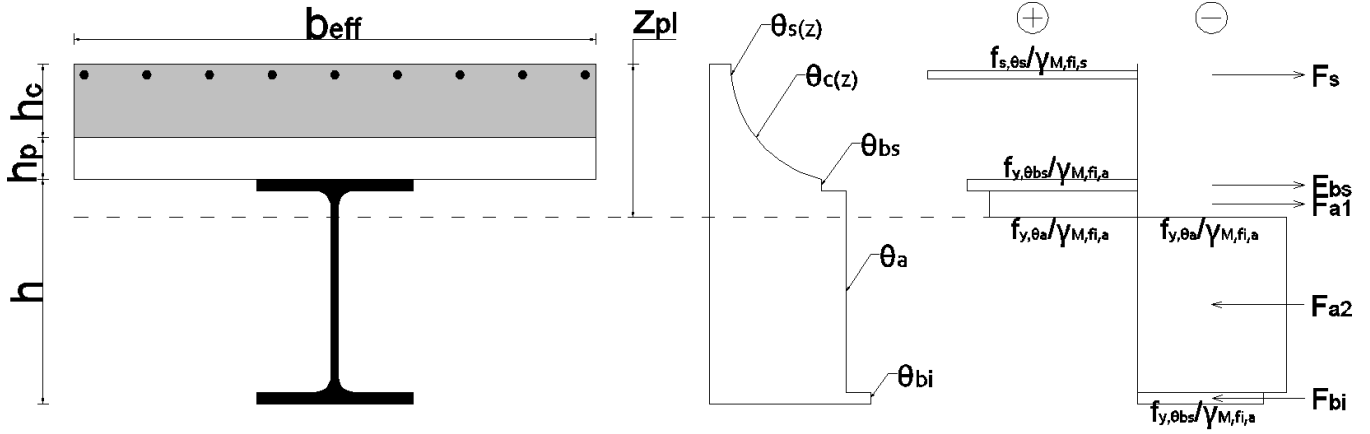


Figura 2.20: Esforços internos da secção para determinação do momento resistente negativo em situação de incêndio.

Depois de encontrada a localização do esforço transversal através da igualdade entre as forças totais de tração e de compressão (na figura encontra-se na alma do perfil metálico), será calculado o momento resistente.

$$M_{pl,y,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_{tração} \cdot z_{tração} - F_{compressão} \cdot z_{compressão}$$

em que:

$$F_{tração} \cdot z_{tração} = F_s \cdot z_s + F_{bs} \cdot z_{bs} + F_{a1} \cdot z_{a1}$$

$$F_{compressão} \cdot z_{compressão} = F_{a2} \cdot z_{a2} + F_{bi} \cdot z_{bi}$$

Nota: os braços das forças z_i podem ser determinados relativamente a qualquer ponto.

2.7.7.4 Perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M+)

O cálculo do momento resistente plástico positivo em situação de incêndio segundo o método da EN 1994-1-2, Anexo F prende-se, essencialmente, com a redução da área dos componentes da secção e só pode ser aplicado se forem cumpridos os requisitos apresentados na Tabela 2.12.

A Figura 2.21, retirada da norma europeia, apresenta as características da secção e a distribuição de tensões para a aplicação do método. (A) e (B) representam, respetivamente, a distribuição de tensões no betão e no aço.

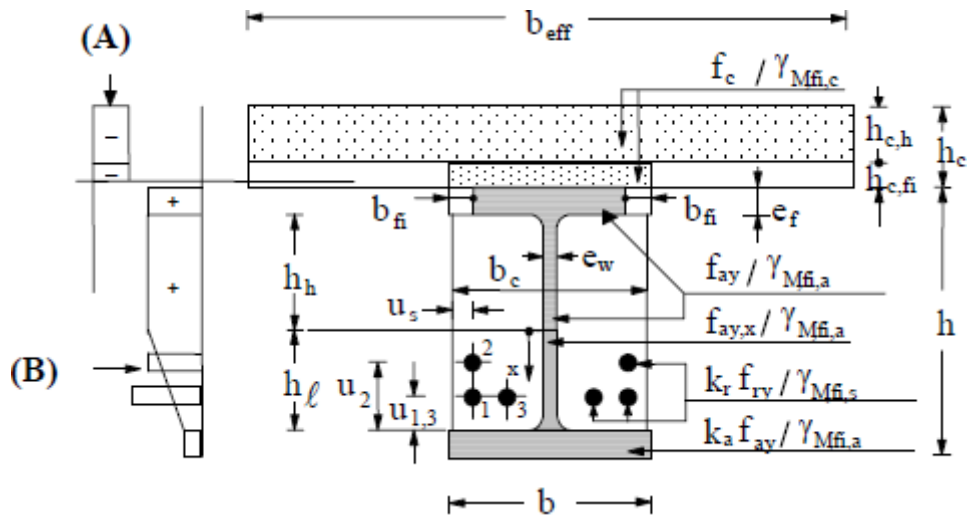


Figura 2.21: Esquema representativo para cálculo do momento resistente positivo em situação de incêndio segundo a EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).

O valor da redução da espessura do banzo de betão $h_{c,fi}$ é dado na Tabela 2.13 para diferentes tempos de resistência.

Tabela 2.13: Redução da espessura do banzo de betão (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	Slab Reduction $h_{c,fi}$ [mm]
R 30	10
R 60	20
R 90	30
R 120	40
R 180	55

No caso da laje de betão possuir chapa perfilada, são dadas algumas regras para a aplicação da Tabela 2.13 representadas na Figura 2.22. A saber:

- para chapas perfiladas trapezoidais dispostas perpendicularmente à viga, $h_{c,fi}$ deve ser aplicado no banzo superior da chapa perfilada (Figura 2.22, a);
- para chapas perfiladas reentrantes dispostas perpendicularmente à viga, $h_{c,fi}$ deve ser aplicado no banzo inferior da chapa perfilada. Contudo, $h_{c,fi} \geq h_{c,fi,min} = h_p$ (Figura 2.22, b);
- para chapas perfiladas trapezoidais paralelas à viga, $h_{c,fi}$ deve ser aplicado na altura efetiva h_{eff} , dada em 2.7.4.2 (Figura 2.22, d);
- para chapas perfiladas reentrantes paralelas à viga, $h_{c,fi}$ deve ser aplicado no banzo inferior da chapa perfilada (Figura 2.22, c).

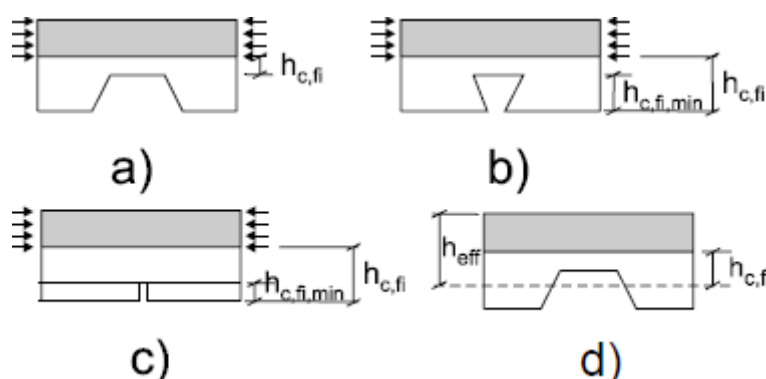


Figura 2.22: Redução da espessura do banzo de betão para diferentes sistemas construtivos (CEN, 2005d).

A largura efetiva do banzo superior do perfil metálico ($b - 2 \cdot b_{fi}$) varia consoante a classe de resistência ao fogo pretendida mas a tensão de cedência do aço é igual a $f_y/\gamma_{M,fi,a}$. A Tabela 2.14 apresenta os valores de b_{fi} para diferentes tempos de resistência

Tabela 2.14: Redução da largura do banzo superior do perfil metálico b_{fi} (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	Width Reduction b_{fi} of the Upper Flange [mm]
R 30	$(e_f / 2) + (b - b_c) / 2$
R 60	$(e_f / 2) + 10 + (b - b_c) / 2$
R 90	$(e_f / 2) + 30 + (b - b_c) / 2$
R 120	$(e_f / 2) + 40 + (b - b_c) / 2$
R 180	$(e_f / 2) + 60 + (b - b_c) / 2$

A alma do perfil metálico é composta por duas partes:

- a parte superior, definida pela altura h_h com uma distribuição de tensões constante;
- a parte inferior, dada pela dimensão h_l , onde a distribuição de tensões é linear.

O cálculo da altura h_l é realizado através da Tabela 2.15. Para valores de $\frac{h}{b_c} \leq 1$ ou $\frac{h}{b_c} \geq 2$, h_l é dado por:

$$h_l = \frac{a_1}{b_c} + \frac{a_2 \cdot t_w}{b_c \cdot h} \geq h_{l,min} \quad (2.47)$$

Para outros valores de h/b_c , a fórmula é dada diretamente na Tabela 2.15.

Tabela 2.15: Divisão da alma do perfil metálico (CEN, 2005d).

	Standard Fire Resistance	a_1 [mm ²]	a_2 [mm ²]	$h_{l,min}$ [mm]
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	20 000	30
$h/b_c \leq 1$	R 90	14 000	160 000	40
	R 120	23 000	180 000	45
	R 180	35 000	400 000	55
	R 30	3 600	0	20
	R 60	9 500	0	30
$h/b_c \geq 2$	R 90	14 000	75 000	40
	R 120	23 000	110 000	45
	R 180	35 000	250 000	55
	R 30	$h_l = 3\,600 / b_c$		20
	R 60	$h_l = 9\,500 / b_c + 20\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		30
$1 < h/b_c < 2$	R 90	$h_l = 14\,000 / b_c + 75\,000 (e_w / b_c h) + 85\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		40
	R 120	$h_l = 23\,000 / b_c + 110\,000 (e_w / b_c h) + 70\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		45
	R 180	$h_l = 35\,000 / b_c + 250\,000 (e_w / b_c h) + 150\,000 (e_w / b_c h) (2 - h / b_c)$		55

Quanto à parte superior da alma do perfil metálico, o valor de cálculo da tensão de cedência é igual a $f_y/\gamma_{M,fi,a}$. Para a secção inferior da alma h_l , o valor de cálculo depende da distância x medida desde o fim da parte superior da alma até ao banzo inferior (cfr. Figura 2.21), correspondendo a uma função linear.

A tensão de cedência na altura h_l é obtida através da expressão (2.48).

$$f_{y,x} = f_y \cdot \left[1 - x \cdot \frac{1 - k_a}{h_l} \right] \quad (2.48)$$

em que:

k_a fator de redução da tensão de cedência do banzo inferior do perfil metálico.

A área do banzo inferior do perfil metálico não é modificada mas a sua tensão de cedência é reduzida pelo fator k_a dado na Tabela 2.16 com $a_0 = 0,018 \cdot t_f + 0,7$

Tabela 2.16: Fator de redução da tensão de cedência do banzo inferior do perfil metálico k_a (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	Reduction Factor k_a	$k_{a,min}$	$k_{a,max}$
R 30	$[(1,12) - (84 / b_c) + (h / 22b_c)]a_0$	0,5	0,8
R 60	$[(0,21) - (26 / b_c) + (h / 24b_c)]a_0$	0,12	0,4
R 90	$[(0,12) - (17 / b_c) + (h / 38b_c)]a_0$	0,06	0,12
R 120	$[(0,1) - (15 / b_c) + (h / 40b_c)]a_0$	0,05	0,10
R 180	$[(0,03) - (3 / b_c) + (h / 50b_c)]a_0$	0,03	0,06

A tensão de cedência das armaduras na alma de betão decresce com o aumento da temperatura. O respetivo fator de redução k_r é dado na Tabela 2.17 e depende da classe de resistência ao fogo requerida e da posição da armadura.

Tabela 2.17: Fator de redução da tensão de cedência das armaduras da alma de betão k_r (CEN, 2005d).

$k_r = (ua_3 + a_4)a_5 / \sqrt{(A_m/V)}$				$k_{r,min}$	$k_{r,max}$
Standard Fire Resistance	a_3	a_4	a_5		
R 30	0,062	0,16	0,126	0,1	1
R 60	0,034	- 0,04	0,101		
R 90	0,026	- 0,154	0,090		
R 120	0,026	- 0,284	0,082		
R 180	0,024	- 0,562	0,076		

2.7.7.5 Perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M-)

Relativamente ao cálculo do momento resistente plástico negativo em situação de incêndio, a EN 1994-1-2, Anexo F prevê um método análogo de cálculo que será descrito de seguida.

A Figura 2.23, retirada da norma europeia, apresenta as características da secção e a distribuição de tensões para a aplicação do método. (A) e (B) representam, respetivamente, a distribuição de tensões no betão e no aço.

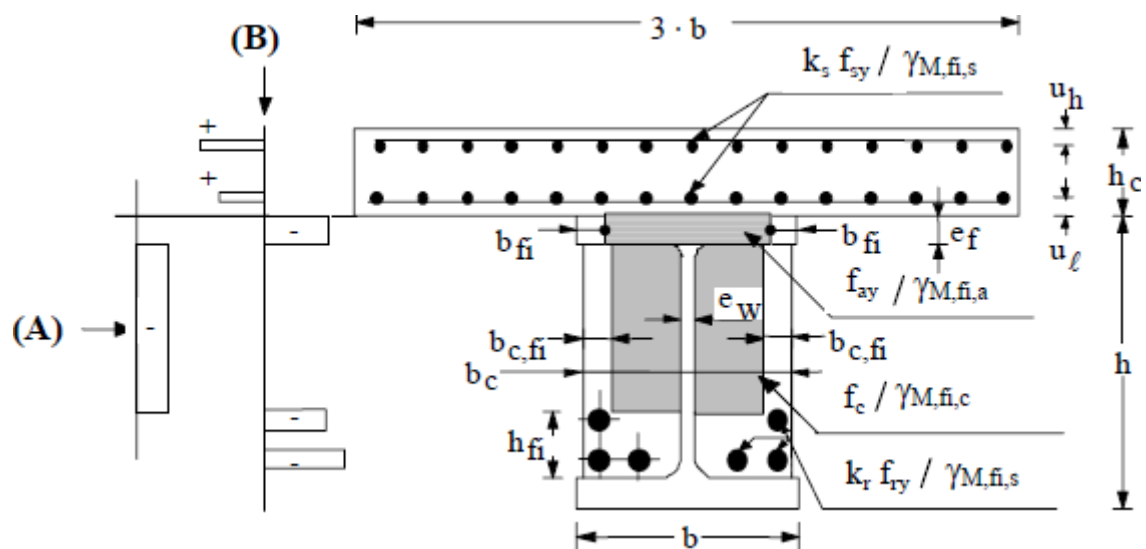


Figura 2.23: Esquema representativo para o cálculo do momento resistente negativo em situação de incêndio de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F (CEN, 2005d).

A redução da tensão de cedência das armaduras do banzo de betão é obtida com a aplicação do fator de redução k_s calculado através da Tabela 2.18 em que u corresponde à distância entre a fila de armaduras e a face do banzo de betão exposta ao fogo sendo que $u = u_l$ ou $u = h_c - u_h$.

Tabela 2.18: Fator de redução da tensão de cedência das armaduras do banzo de betão (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	Reduction Factor k_s	$k_{s,min}$	$k_{s,max}$
R 30	1	0	1
R 60	$(0,022 u) + 0,34$		
R 90	$(0,0275 u) - 0,1$		
R 120	$(0,022 u) - 0,2$		
R 180	$(0,018 u) - 0,26$		

Na variante do método para o momento negativo, a redução da área do banzo superior do perfil metálico deve ser calculada através da Tabela 2.14.

A área de betão entre os banzos do perfil metálico é reduzida tal como é ilustrado na Figura 2.23. Note-se, porém que a tensão de rotura do betão é considerada constante e igual a $f_c/\gamma_{M,fi,c}$. A redução da largura e da altura da área betonada útil são dadas na Tabela 2.19.

Tabela 2.19: Redução da área útil da alma de betão (CEN, 2005d).

Standard Fire Resistance	h_{fi} [mm]	$h_{fi,min}$ [mm]	$b_{c,fi}$ [mm]	$b_{c,fi,min}$ [mm]
R 30	25	25	25	25
R 60	$165 - (0,4b_c) - 8 (h / b_c)$	30	$60 - (0,15b_c)$	30
R 90	$220 - (0,5b_c) - 8 (h / b_c)$	45	$70 - (0,1b_c)$	35
R 120	$290 - (0,6b_c) - 10 (h / b_c)$	55	$75 - (0,1b_c)$	45
R 180	$360 - (0,7b_c) - 10 (h / b_c)$	65	$85 - (0,1b_c)$	55

A tensão de cedência das armaduras da alma de betão (mesmo fora da nova área de betão) deve ser reduzida de acordo com a Tabela 2.17.

2.7.8 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES

De acordo com a EN 1994-1-2, 4.3.4.2.5, a resistência de corte de um conector em situação de incêndio $P_{fi,Rd}$ é obtida tal como à temperatura normal, mas substituindo o coeficiente parcial γ_v por $\gamma_{M,fi,v}$ e aplicados fatores de redução da resistência do material do conector e do betão envolvente.

O valor da força resistência de corte em situação de incêndio $P_{fi,Rd}$ pode ser condicionado pela resistência mecânica ao corte do conector $P_{fi,Rd}^{(1)}$ ou pelo esmagamento do betão envolvente $P_{fi,Rd}^{(2)}$. Sendo assim, obtém-se:

$$P_{fi,Rd} = \min \left(P_{fi,Rd}^{(1)}; P_{fi,Rd}^{(2)} \right) \quad (2.49)$$

com:

$$P_{fi,Rd}^{(1)} = k_{u,\theta} \cdot \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_{sc}^2}{4}}{\gamma_{M,fi,v}} \quad (2.50)$$

$$P_{fi,Rd}^{(2)} = k_{c,\theta} \cdot \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d_{sc}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_{M,fi,v}} \quad (2.51)$$

em que:

$k_{u,\theta}$ fator de redução da resistência de corte do conector em situação de incêndio considerando que este se encontra a uma temperatura igual a 80% da temperatura do banzo superior do perfil metálico (cfr. Tabela 2.10);

$k_{c,\theta}$ fator de redução da resistência à compressão do betão envolvente em situação de incêndio para uma temperatura igual a 40% da temperatura do banzo superior do perfil metálico (cfr. Tabela 2.11).

α os valores de α são dados pelas seguintes expressões:

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d_{sc}} + 1 \right) \text{ para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d_{sc}} \leq 4 \quad (2.52)$$

$$\alpha = 1 \text{ para } \frac{h_{sc}}{d_{sc}} > 4 \quad (2.53)$$

Tal como à temperatura normal, além das características do perno de cabeça e do betão da laje, a força resistente do conector depende ainda do seu confinamento. O valor de cálculo da força resistente ao corte do perno de cabeça quando inserido numa laje de betão com chapa perfilada deverá ser multiplicado por um coeficiente de redução k_i que depende da orientação das nervuras, paralelas ou transversais à viga.

$$P_{fi,Rd} = k_i \cdot P_{fi,Rd}' \quad (2.54)$$

Como já foi apresentado para a análise à temperatura normal, caso as nervuras da chapa perfilada sejam paralelas à viga de apoio, obtém-se:

$$k_i = k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2.55)$$

E, para as nervuras transversais à viga de apoio:

$$k_i = k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (2.56)$$

Sabida a resistência ao corte de cada conector, resta calcular a força de corte longitudinal $V_{fi,L}$ para, posteriormente, determinar a número de conectores necessários $n_{fi,c,req}$. $V_{fi,L}$ é dado pelo valor da força de tração no perfil metálico ou a força de compressão na laje de betão, conforme o que for determinante de acordo com a análise plástica da secção.

$$V_{fi,L} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{aço} \\ F_{bet} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{bs} + F_a + F_{bi} \\ F_c \end{matrix} \right\} \quad (2.57)$$

A resistência ao corte será verificada caso seja respeitada a condição $n_c \geq n_{fi,c,req}$ em que n_c corresponde ao número de conectores distribuídos ao longo do troço do diagrama de momentos entre pontos consecutivos de momento máximo (positivo e negativo) e momento nulo e $n_{fi,c,req}$ obtém-se a partir da equação:

$$n_{fi,c,req} = V_{fi,L} / P_{fi,Rd} \quad (2.58)$$

CAPÍTULO 3 LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa FiReCB foi desenvolvido para o sistema operativo *Windows* através do ambiente de desenvolvimento integrado (*IDE*) da Microsoft, que suporta a plataforma *Framework .NET – Microsoft Visual Studio Express 2012*. Este ambiente integra diversas linguagens de programação, tais como o *C#*, *C++*, *Visual Basic*, *Pascal*, entre outras.

A plataforma *Framework .NET* (ou, simplesmente, *.NET* – leia-se “dot net”) tem como objectivo principal o desenvolvimento de aplicações que possam facilmente trocar informações entre si de forma simples e transparente, independentemente do sistema operativo ou da linguagem de programação. Resumidamente, a *.NET* é projetada para fornecer ao utilizador um ambiente de programação (Vinevala, 2011):

- orientado a objetos;
- que minimize os conflitos de versão e de distribuição de software;
- que garanta a execução do código de forma segura, incluindo código criado por terceiros;
- que elimine os problemas de desempenho de ambientes interpretados ou de *scripts*.

A linguagem de programação usada foi o *Visual Basic* com suporte para a plataforma *Framework .NET* (comummente designada de *VB.NET*), sendo uma linguagem de programação completamente orientada a objetos.

No presente capítulo, será apresentada a linguagem de programação do FiReCB e definido o conceito de Programação Orientada a Objetos.

3.2 PROGRAMAÇÃO ORIENTADA A OBJETOS

3.2.1 DEFINIÇÃO

A Programação Orientada a Objetos (doravante designada por OOP – *Object Oriented Programming*) é um conceito de programação generalizado há relativamente pouco tempo, que procura resolver alguns problemas que surgem quando usadas técnicas tradicionais de programação.

A OOP surgiu no início da década de 70, tendo na sua génese a linguagem Simula (*Simula Language*), concebida na Noruega no início da década de 60, criada, como o nome indica, para fazer simulações (Leite e Júnior, 2010).

Anteriormente ao desenvolvimento desse método de programação, era corrente a utilização da programação chamada funcional ou também processual. Desse processo resultam as denominadas aplicações monolíticas, o que significa que todas as funcionalidades da aplicação são reunidas em poucos módulos de código (frequentemente num só). Numa aplicação tradicional, o código criado para execução da aplicação é normalmente simples e linear. Aí, os dados da aplicação são carregados na memória, inicia-se a execução no ponto A terminando no ponto B e os novos dados são descarregados, finalmente, na memória. Usando técnicas de OOP, o cálculo automático não se processa necessariamente de forma tão linear. Embora os dois métodos levem aos mesmos resultados, o caminho para a obtenção destes últimos é, normalmente, muito diferente.

O funcionamento de um programa que recorre a OOP pode ser compreendido estabelecendo uma analogia entre este e um motor de um automóvel. O motor de um automóvel é constituído por diversos componentes fulcrais ao seu funcionamento. Numa filosofia de OOP, pode-se fazer uma reparação, substituição ou atualização apenas de um componente sem intervir na globalidade do motor, proporcionando mais eficácia à operação. Numa perspetiva monolítica, o motor é constituído apenas por um bloco, em que, para efetuar alguma operação, seria necessária uma intervenção de fundo por parte do fabricante. Mas o que é na verdade um objeto? Pode-se representar um objeto como sendo uma das diversas partes que constituem um programa, onde está armazenada informação que pode ser um processo, uma série de dados ou outro tipo de membro usado na programação. De uma forma mais simples, um objeto pode ser assemelhado a uma estrutura que contém membros como variáveis ou funções. As variáveis consistem nos

dados armazenados no objeto enquanto as funções permitem a obtenção destes dados e portanto, a funcionalidade do objeto (Watson et al. 2010).

Existem alguns conceitos essenciais definidos por Lassala (2010) relativamente à utilização de técnicas de OOP que foram analisados e contextualizados por Monteiro (2011) e serão apresentados de seguida.

3.2.2 CLASSE

Uma classe constitui-se como um conjunto organizado de código que contém métodos (funções) e variáveis, e que consiste num modelo para criar algo. Por exemplo, quando alguém pretende construir um edifício, usam-se as plantas como um modelo para a elaboração da obra. De forma análoga, a planta é uma classe e o edifício é o objeto. Note-se, contudo, que a classe não é usada diretamente – ninguém irá habitar as plantas, mas sim o edifício. Assim, uma classe é utilizada somente para definir objetos nela baseados, sendo os objetos os elementos que são realmente utilizados (Monteiro, 2011).

A organização do programa por classes torna o programa versátil, na medida em que permite decompor o problema em subprogramas autónomos menores, que podem ser mais facilmente desenvolvidos e alterados (Cardoso, 2011).

3.2.3 ABSTRAÇÃO

A abstração pode ser definida como a capacidade de representar cenários complexos, usando termos simplificados. Para ilustrar melhor este conceito, idealize-se o seguinte exemplo de um carro. Um carro é uma abstração de um veículo que um indivíduo pode utilizar para se mover de um ponto para outro. No quotidiano, ninguém diz: “Vou abrir a porta daquele veículo movido a combustível, vou entrar, sentar-me, ligar a ignição, pisar a embraiagem, colocar a primeira, acelerar e controlar a trajetória com o volante”. Tal explicação não é necessária, sendo o conceito abstraído para algo que se conhece como “carro”, em que basta dizer “vou usar o meu carro para ir para o trabalho amanhã”, e qualquer pessoa irá entender. Num caso concreto, pode-se pensar numa caixa de texto e em todos os seus atributos (tamanho, cor, texto, etc.) e nas ações que lhe são atribuídas, que foi abstraída pela palavra “*TextBox*” (Monteiro, 2011).

3.2.4 ENCAPSULAMENTO

Pode definir-se o encapsulamento como a tarefa de tornar um objeto o mais autossuficiente possível. Retomando, a título de exemplo, uma caixa de texto na janela de um programa, podem analisar-se os diversos detalhes que estão encapsulados no interior daquele objeto. Por exemplo, o programador não sabe ao certo (ou não precisa de saber) exatamente como é que o sistema operativo irá efetuar a representação visual daquele objeto na janela, enviando sinais do CPU para a placa gráfica, depois para o monitor criando, finalmente, o objeto na posição que foi especificada previamente. É apenas necessário colocar a caixa de texto na tela e configurar algumas propriedades. Esta operação é possível devido à autossuficiência do objeto. Os conceitos de abstração e encapsulamento estão interligados, visto que a abstração define a entidade que representa um objeto complexo, e o encapsulamento “esconde” detalhes desse objeto, ou seja, do seu funcionamento, que poderia fazer qualquer pessoa desistir de o usar (Monteiro, 2011).

3.2.5 HERANÇA

A herança define-se como a capacidade de uma classe herdar atributos e comportamentos de outra classe. Para uma mais fácil perceção deste conceito, pode tomar-se novamente o exemplo de um carro. Existem inúmeros tipos, marcas e modelos de carros, porém, não é necessário reinventar a roda cada vez que um novo projeto é criado. Qualquer carro novo pode então herdar características e funcionalidades de projetos já existentes (Monteiro, 2011).

3.2.6 POLIMORFISMO

Literariamente, polimorfismo representa a o estado de “existir em muitas formas”. Todos os veículos possuem um meio para acelerar, independentemente do mecanismo que é usado para isso, (motor, pedais, etc.). Por outras palavras, podemos dizer que temos objetos diferentes (um carro, uma moto ou uma bicicleta), que derivam de uma mesma classe (veículo). Esta classe possui o método “acelerar”, e, deste modo, podemos tirar partido do polimorfismo, invocando um método de mesmo nome, mas que possui um comportamento diferente para cada um dos objetos (Monteiro, 2011).

CAPÍTULO 4 IMPLEMENTAÇÃO DAS DISPOSIÇÕES DO EUROCÓDIGO 4

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O programa FiReCB foi desenvolvido através do *Microsoft Visual Studio Express 2012*. Este ambiente integra diversas linguagens de programação, tais como o *C#*, *C++*, *Visual Basic*, *Pascal*, entre outras. A linguagem escolhida foi o *Visual Basic* com suporte para *.NET* (cfr. Capítulo 3), também designada por *VB.NET*.

Mais importante do que apresentar as ferramentas, código e funções utilizados, impõe-se a descrição detalhada dos processos de cálculo executados pelo programa (algoritmos de cálculo). Mais concretamente, pretende-se estudar a forma como os conceitos teóricos e processos de cálculo tratados no Capítulo 2 são sequencialmente executados pelo programa de cálculo automático desenvolvido.

Nesse sentido, será dada particular atenção à determinação da posição do eixo neutro uma vez que se constitui como a parte fundamental do desenvolvimento do presente trabalho. É através da sua posição que se pode calcular o momento fletor resistente plástico da secção. Não é, porém, uma tarefa simples, dado que terá de ser determinada em função das características geométricas e mecânicas dos diferentes constituintes da secção. Adicionalmente, o cálculo da secção em situação de incêndio introduz uma nova variável – a temperatura – e a consequente perda de resistência dos componentes.

Como se demonstrou no Capítulo 2, o processo de cálculo em situação de incêndio é, na sua génese, análogo ao processo à temperatura normal. O tratamento a elevadas temperaturas, porém, compreende uma série de passos adicionais e, por essa razão, ser-lhe-á dado o merecido destaque neste segmento.

Sendo assim, o presente capítulo será dedicado à implementação das disposições da norma europeia EN 1994, abordadas no Capítulo 2, no cálculo automático de vigas mistas aço-betão em situação de incêndio. Em primeiro lugar, indicar-se-ão quais as tipologias de secção abrangidas pelo programa. Seguidamente, serão sintetizadas as principais etapas de cálculo compreendidas. Posteriormente, serão detalhadamente descritos os algoritmos de cálculo subjacentes à verificação da secção em situação de incêndio, que se constitui como o principal foco do presente trabalho.

4.2 CAMPO DE APLICAÇÃO

O programa FiReCB compreende o cálculo de secções transversais mistas monossimétricas compostas por um perfil metálico em “I” bissimétrico e um banzo de betão. A tipologia de secção mais simples ilustra-se na Figura 4.1.

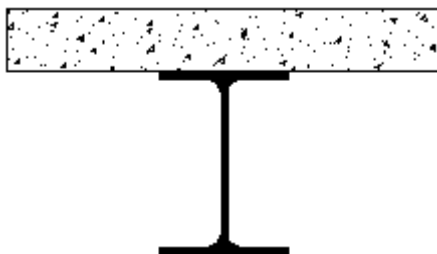


Figura 4.1: Secção transversal tipo de vigas mistas.

Baseando-se na análise plástica da secção transversal apresentada, o programa abrange o cálculo de várias outras tipologias correntes (cfr. Figura 4.2), a saber:

- a) presença de chapa perfilada;
- b) uma ou duas filas horizontais de armaduras no banzo de betão;
- c) perfil metálico parcialmente betonado com a possibilidade de d) conter uma ou duas filas horizontais de armaduras;
- e) verificar a segurança dos conectores considerando que a chapa perfilada não existe, f) é trapezoidal ou g) reentrante e paralela à viga ou h) transversal à viga.

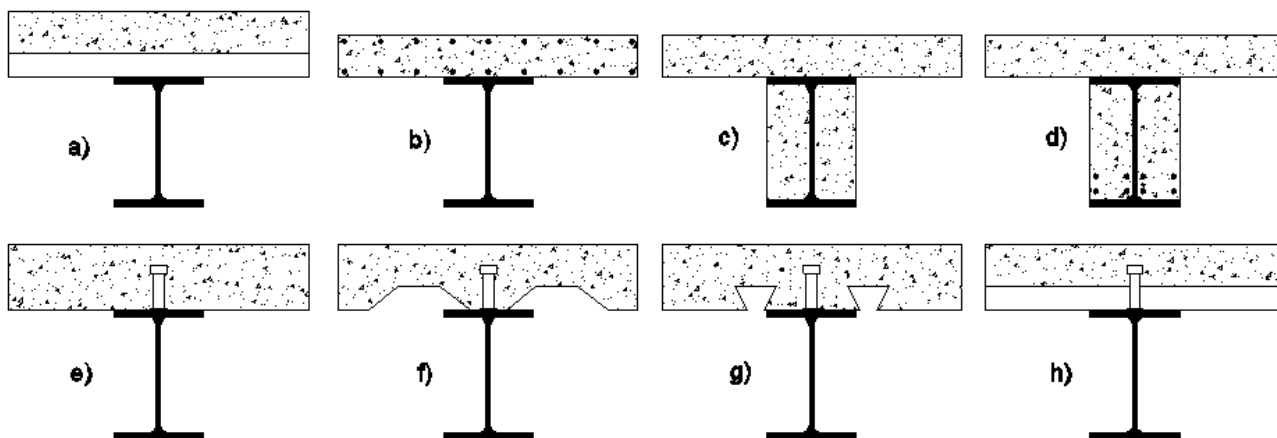


Figura 4.2: Tipologias de secções transversais abrangidas pelo programa.

Finalmente, o programa realiza o cálculo não só das tipologias apresentadas, mas também de combinações entre elas. A título de exemplo considere-se um perfil metálico parcialmente betonado com armaduras com chapa perfilada reentrante.

4.3 FUNCIONAMENTO GERAL DO PROGRAMA

O programa é concebido fundamentalmente para efetuar o cálculo de vigas mistas em situação de incêndio. Porém, é disponibilizada a opção de realizar a análise à temperatura normal, se assim se entender. Sendo assim, a análise automática processa-se segundo um destes dois eixos fundamentais, tendo como objetivo final verificar a segurança do elemento relativamente ao esforço transversal, momento fletor segundo y-y (positivo e negativo) e ligação de corte (resistência dos conectores).

Tal como se constatou no Capítulo 2, as três verificações principais abrangidas não são, de forma alguma, independentes. Caso o esforço transversal atuante seja superior a metade do esforço transversal resistente, a tensão de cedência da alma do perfil metálico deve ser reduzida, o que alterará o cálculo dos momentos resistentes. Por sua vez, também as forças máximas produzidas no banzo de betão ou no perfil metálico poderão implicar maiores ou menores forças de corte a resistir pelos conectores. Adicionalmente, a análise em situação de incêndio produzirá reduções nos diferentes componentes da secção, contribuindo para a heterogeneidade do problema.

Nesse sentido, procurou-se minimizar, dentro do possível, o caminho percorrido pelo utilizador desde a introdução dos dados da secção em estudo até à obtenção da resposta desejada – uma tabela resumo na janela principal do programa que apresentasse apenas a informação mais relevante (por exemplo, qual o momento resistente e se é ou não verificada a segurança). Posteriormente, o utilizador pode consultar informações mais detalhadas sobre a análise (cfr. Capítulo 5). O caminho percorrido pelo utilizador no cálculo da secção é ilustrado na Figura 4.3.

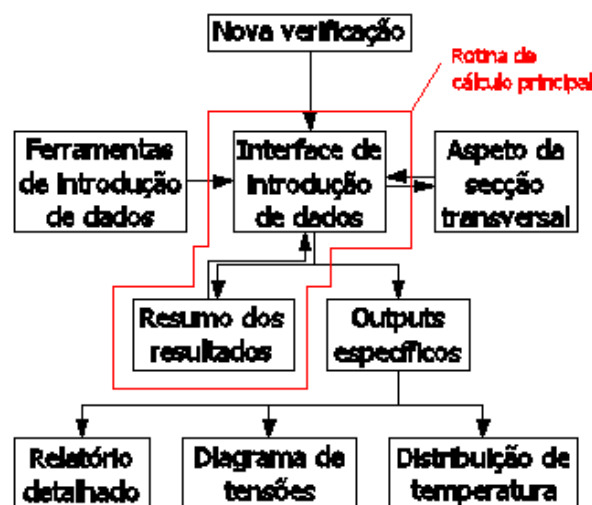


Figura 4.3: Organograma representativo do caminho percorrido pelo utilizador para efetuar o cálculo.

Na Figura 4.4, é apresentado o resumo da rotina de cálculo principal, ilustrada a vermelho na Figura 4.3.

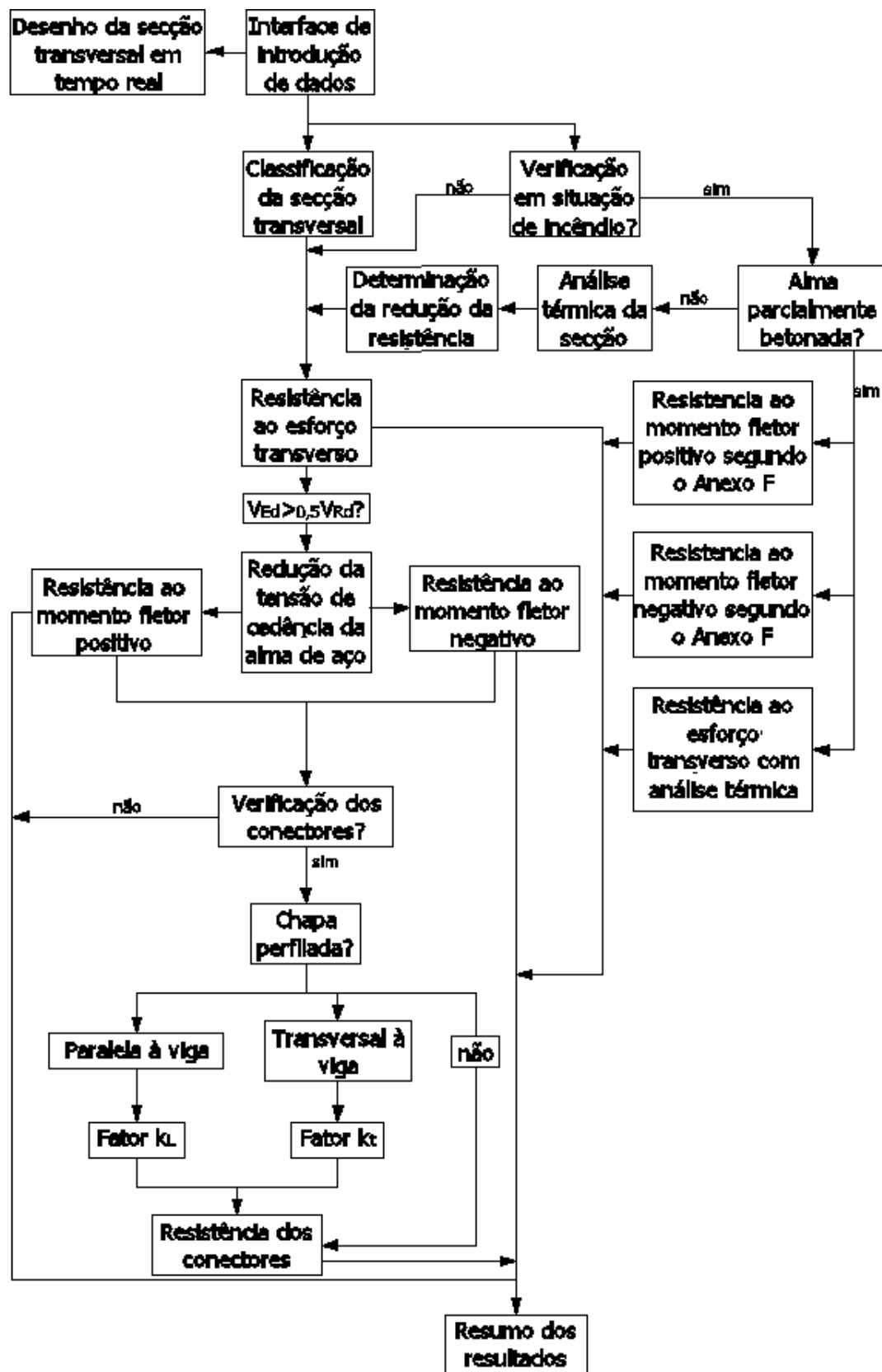


Figura 4.4: Organograma representativo da rotina principal de cálculo.

4.4 VERIFICAÇÃO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

4.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para verificar a segurança de uma dada secção transversal em situação de incêndio, é necessário confrontar os esforços resistentes com os atuantes relativamente ao esforço transversal, ao momento fletor e aos conectores.

Em primeiro lugar, é feita a análise térmica dos componentes da secção para determinar a respetiva redução da tensão resistente. Posteriormente, calcular-se-á a resistência ao esforço transversal.

Relativamente ao momento fletor resistente, destacam-se duas abordagens de cálculo distintas, tratadas no Capítulo 2:

- secções sem perfil metálico parcialmente betonado;
- secções com perfil metálico parcialmente betonado.

Finalmente, será verificada a resistência dos conectores.

4.4.2 ANÁLISE TÉRMICA

4.4.2.1 Banzo de betão

A análise térmica do banzo de betão é feita dividindo a altura efetiva h_c do banzo em camadas de 0,1 mm de espessura atribuindo, a cada uma, uma temperatura conforme a EN 1994-1-2, Tabela D.5. O processo proposto é uma adaptação do método da EN 1994-1-2, Anexo E ao cálculo automático. A comparação entre os dois métodos é apresentada no Anexo B.

Sabidas as temperaturas de cada camada, é-lhes atribuído um coeficiente de redução da tensão de cedência $k_{c,\theta}$ aplicado em conformidade com 2.7.5.3.

4.4.2.2 Perfil metálico

As temperaturas do perfil metálico são estudadas de acordo com o exposto em 2.7.3.

O cálculo é feito, na maioria dos casos, considerando que o perfil está exposto ao fogo por três lados. Note-se, porém, que caso a área de contacto entre o perfil metálico e o banzo de betão seja inferior a 85% da área total em planta do banzo superior, considera-se que o perfil metálico está exposto ao fogo pelos quatro lados.

Por exemplo, para o caso de uma viga mista com as nervuras paralelas à viga, a Figura 4.5 apresenta, a verde, a área de contacto entre o perfil metálico e o banzo de betão e, a vermelho, a área do banzo superior do perfil exposta ao fogo.

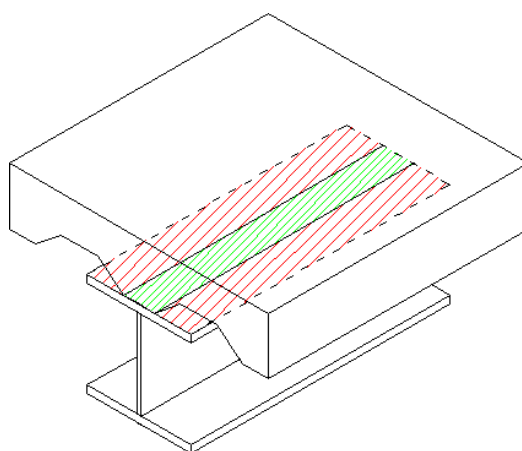


Figura 4.5: Exposição do banzo superior do perfil metálico ao fogo.

Sabida a exposição do banzo superior ao fogo, resta agora calcular as temperaturas no perfil metálico. As temperaturas são calculadas individualmente para o banzo superior, banzo inferior e alma do perfil metálico, a não ser que se o perfil seja protegido em caixão. Neste caso, as temperaturas assumem-se constantes em todos os pontos do perfil metálico.

Para perfis desprotegidos, utiliza-se o método descrito em 2.7.3.2 e, para perfis protegidos, o exposto em 2.7.3.3.

4.4.3 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

A resistência da secção ao esforço transversal em situação de incêndio é calculada de acordo com o exposto em 2.7.6, tendo em atenção a redução da tensão de cedência da alma do perfil de aço a altas temperaturas.

4.4.4 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES SEM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+)

O primeiro passo para o cálculo da resistência à flexão é a determinação da localização do eixo neutro. Na presente abordagem de cálculo, este pode-se localizar em três zonas, tal como ilustra a Figura 4.6:

- Zona 1 – banzo de betão;
- Zona 2 – banzo superior do perfil metálico;
- Zona 3 – alma do perfil metálico.

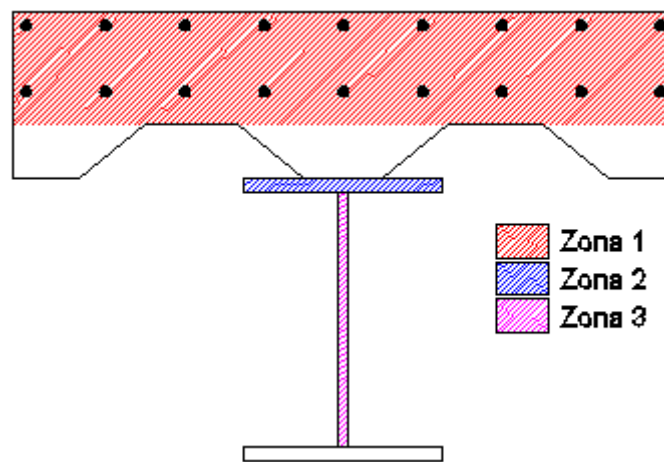


Figura 4.6: Localizações do eixo neutro para secções sem perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M+).

Para perceber em qual das zonas o eixo neutro se localiza, devem ser analisadas as forças máximas produzidas por cada material.

A força máxima no betão é dada por:

$$R_c = \sum_{i=1}^n R_{c,i} = \sum_{i=1}^n 0,85 \cdot k_{c,\theta,i} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot b_{eff} \cdot (z_{2,i} - z_{1,i}) \cdot 10^{-3}$$

em que:

n número de camadas obtidas pela aplicação do método de análise térmica proposto;

$z_{2,i} - z_{1,i}$ altura da camada i .

No caso das filas horizontais de armaduras, obtém-se:

$$R_{as1} = A_{s1} \cdot k_{s1,\theta} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot 10^{-3}$$

$$R_{as2} = A_{s2} \cdot k_{s2,\theta} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot 10^{-3}$$

Nota: $k_{s1,\theta}$ e $k_{s2,\theta}$ são obtidos para a temperatura no banzo de betão à altura das armaduras, segundo a EN 1994-1-2, Tabela D.5.

Para o banzo superior do perfil metálico vem:

$$R_{abs} = b \cdot t_f \cdot k_{bs,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot 10^{-3}$$

A força máxima da alma do perfil metálico é obtida por:

$$R_{aa} = t_w \cdot h_w \cdot k_{aa,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot 10^{-3}$$

Finalmente, para o banzo inferior temos:

$$R_{abi} = b \cdot t_f \cdot k_{bi,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot 10^{-3}$$

O eixo neutro localiza-se na:

- Zona 1 caso $R_c + R_{as1} \geq R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$;
- Zona 2 para $R_c + R_{as1} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi}$;
- Zona 3 se $R_c + R_{as1} + R_{abs} + R_{aa} \geq R_{abi}$.

Caso $R_c + R_{as1} + R_{as2} \geq R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 1. O cálculo da posição exata é feito através da análise automática das camadas de 0,1 mm que constituem o banzo de betão, considerando o esforço produzido pela armadura.

Nesta situação (Figura 4.7), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_{as2} \cdot z_{as2} + F_{abs} \cdot z_{abs} + F_{aa} \cdot z_{aa} + F_{abi} \cdot z_{abi} - F_{as1} \cdot z_{as1} - F_c \cdot z_c$$

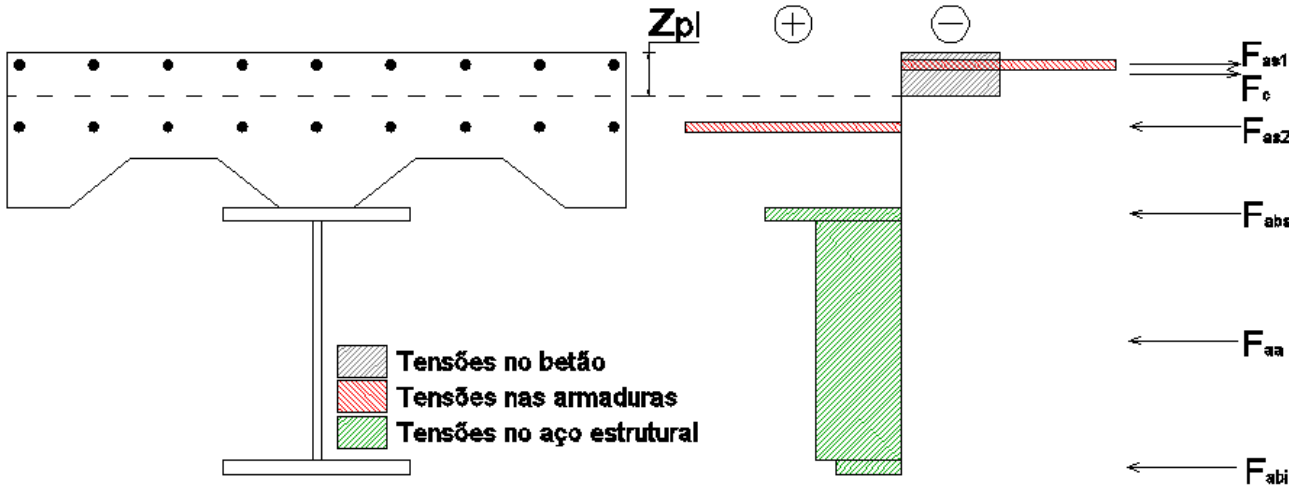


Figura 4.7: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão.

Para $R_c + R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 2 e é obtido através da seguinte expressão:

$$z_{pl} = h_c + h_p + \frac{(R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} - R_c - R_{as1} - R_{as2}) \cdot 10^3}{2 * k_{bs,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot b}$$

Nesta situação (Figura 4.8), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i =$$

$$= F_{abs2} \cdot z_{abs2} + F_{aa} \cdot z_{aa} + F_{abi} \cdot z_{abi} - F_{as1} \cdot z_{as1} - F_{as2} \cdot z_{as2} - F_c \cdot z_c - F_{abs1} \cdot z_{abs1}$$

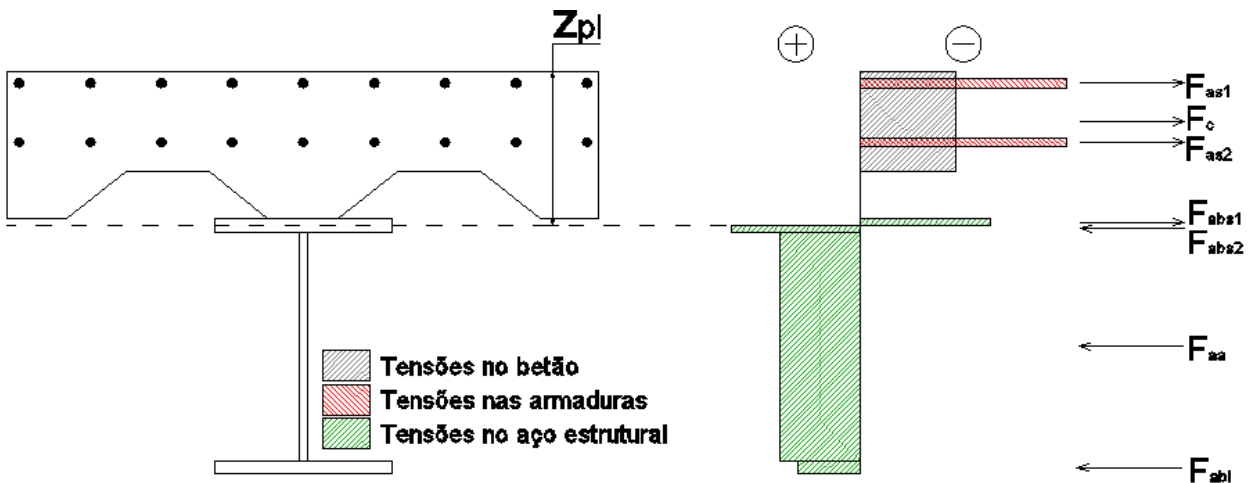


Figura 4.8: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.

Se $R_c + R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} + R_{aa} \geq R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 3 e é calculado através da expressão:

$$z_{pl} = h_c + h_p + t_f + \frac{(R_{aa} + R_{abi} - R_c - R_{as1} - R_{as2} - R_{abs}) \cdot 10^3}{2 * k_{aa,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot t_w}$$

Nesta situação (Figura 4.9), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i =$$

$$= F_{aa2} \cdot z_{aa2} + F_{abi} \cdot z_{abi} - F_{as1} \cdot z_{as1} - F_{as2} \cdot z_{as2} - F_c \cdot z_c - F_{abs} \cdot z_{abs} - F_{aa1} \cdot z_{aa1}$$

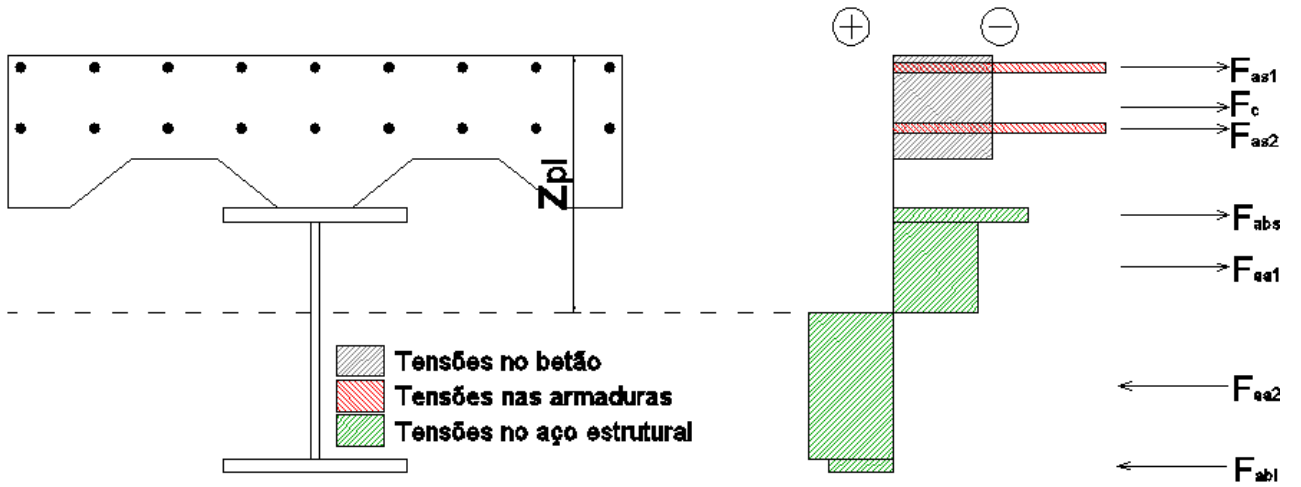


Figura 4.9: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.

4.4.5 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES SEM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M-)

Tal como no cálculo da resistência ao momento fletor positivo, o eixo neutro para o momento negativo pode-se localizar em três zonas, como se observa na Figura 4.10:

- Zona 1 – banzo de betão;
- Zona 2 – banzo superior do perfil metálico;
- Zona 3 – alma do perfil metálico.

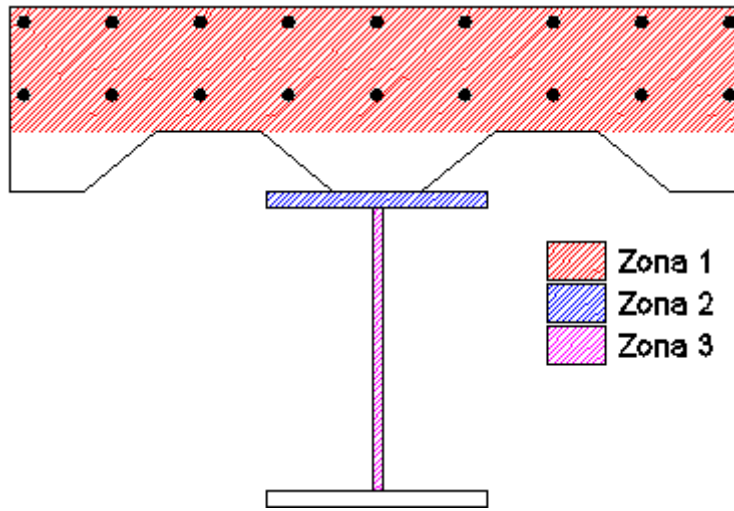


Figura 4.10: Localizações do eixo neutro para secções sem perfil metálico parcialmente envolvido em betão (M-).

O valor das forças máximas para o momento negativo é igual ao valor das mesmas para o momento positivo. Porém, devido à presença de betão (cuja resistência à tração não é considerada), a localização do eixo neutro é feita de forma análoga mas distinta.

Caso $R_{as1} + R_{as2} \geq R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 1. Mais uma vez, o cálculo da posição exata é feito através da análise automática das camadas de 0,1 mm que constituem o banzo de betão, considerando o esforço produzido pela armadura.

Nesta situação (Figura 4.11), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^- = \sum F_i \cdot z_i = F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} - F_c \cdot z_c - F_{abs} \cdot z_{abs} - F_{aa} \cdot z_{aa} - F_{abi} \cdot z_{abi}$$

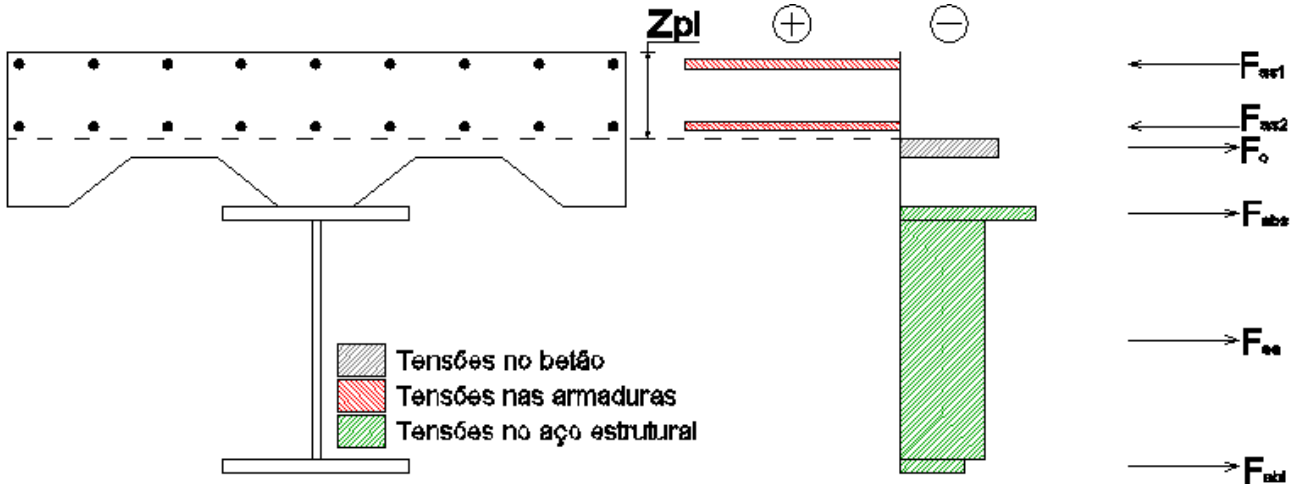


Figura 4.11: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão.

Para $R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 2 e é obtido através da seguinte expressão:

$$z_{pl} = h_c + h_p + \frac{(R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} - R_c - R_{as1} - R_{as2}) \cdot 10^3}{2 * k_{bs,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot b}$$

Nesta situação (Figura 4.12), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^- = \sum F_i \cdot z_i =$$

$$= F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} + F_{abs1} \cdot z_{abs1} - F_{abs2} \cdot z_{abs2} - F_{aa} \cdot z_{aa} - F_{abi} \cdot z_{abi}$$

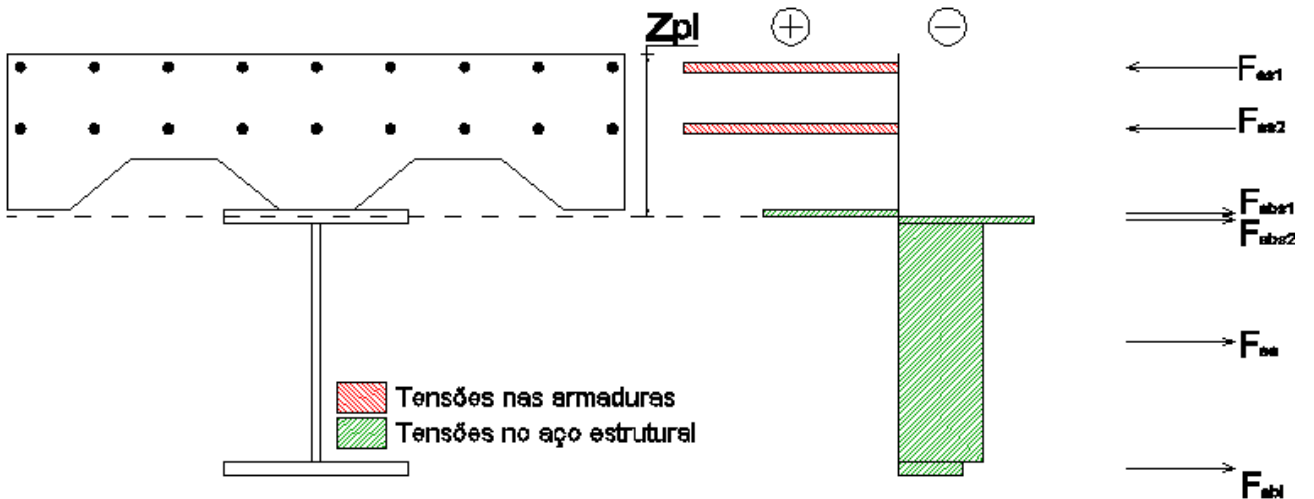


Figura 4.12: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.

Se $R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} + R_{aa} \geq R_{abi}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 3 e é calculado através da expressão:

$$z_{pl} = h_c + h_p + t_f + \frac{(R_{aa} + R_{abi} - R_{as1} - R_{as2} - R_{abs}) \cdot 10^3}{2 * k_{aa,\theta} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot t_w}$$

Nesta situação (Figura 4.13), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd}^- &= \sum F_i \cdot z_i = \\ &= F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} + F_{abs} \cdot z_{abs} + F_{aa1} \cdot z_{aa1} - F_{aa2} \cdot z_{aa2} - F_{abi} \cdot z_{abi} \end{aligned}$$

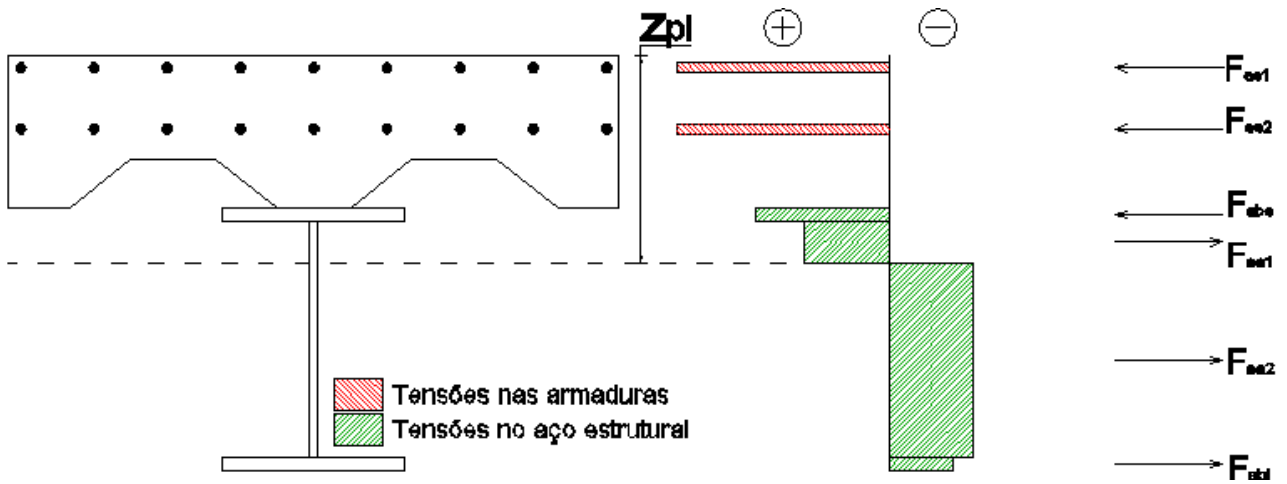


Figura 4.13: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico não envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.

4.4.6 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+)

A análise da resistência ao momento fletor (negativo e positivo) de vigas mistas com perfil metálico parcialmente envolvido em betão segundo a EN 1994-1-2, Anexo F apresenta a particularidade de ser realizada considerando a redução da secção efetiva dos diferentes componentes da secção.

Quanto à análise do momento positivo, será descrito o processo de cálculo de uma secção composta por um banzo de betão maciço com duas filas horizontais de armaduras e o perfil metálico parcialmente betonado com outras duas filas de armaduras.

De acordo com as disposições apresentadas em 2.7.7.4, o cálculo será efetuado para uma nova secção, tal com ilustrado na Figura 4.14. Nesta secção, não são consideradas as armaduras horizontais do banzo nem o betão que envolve a alma do perfil metálico. Adicionalmente, serão reduzidas as secções efetivas do banzo de betão e do banzo superior do perfil metálico. Além disso, será aplicado um coeficiente de redução da tensão de cedência ao banzo inferior do perfil metálico e a distribuição de tensões na alma será trapezoidal.

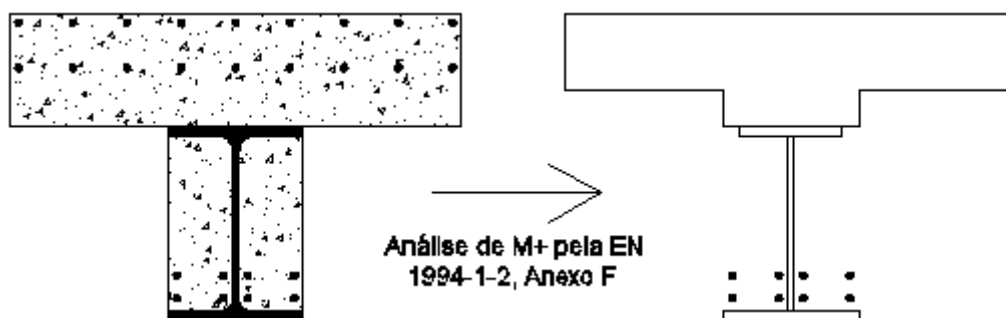


Figura 4.14: Secção efetiva para o cálculo do momento resistente positivo de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F.

Nesta abordagem de cálculo, o eixo neutro pode-se localizar em quatro zonas (Figura 4.15):

- Zona 1 – banzo de betão efetivo;
- Zona 2 – banzo de betão reduzido;
- Zona 3 – banzo superior do perfil metálico;
- Zona 4 – alma do perfil metálico.

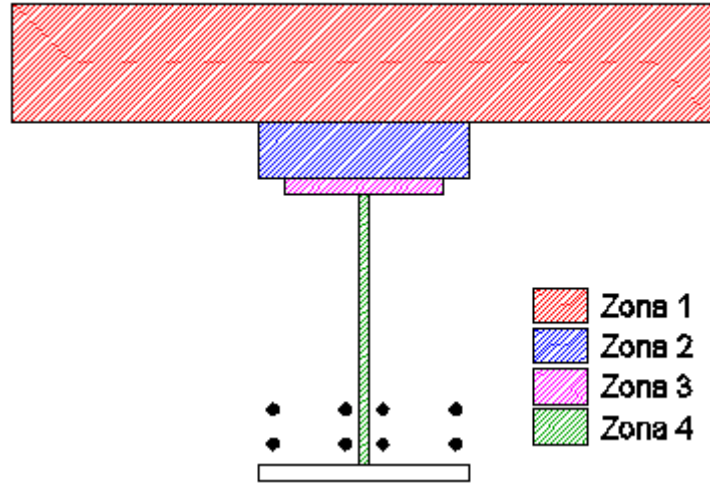


Figura 4.15: Localizações do eixo neutro para secções com perfil metálico envolvido em betão (M+).

Para perceber em qual das zonas o eixo neutro se localiza, devem ser analisadas as forças máximas produzidas por cada material.

Força máxima na parte superior do banzo de betão:

$$R_{c1} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot b_{eff} \cdot h_{c,h} \cdot 10^{-3}$$

Força máxima na parte inferior do banzo de betão:

$$R_{c2} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot b \cdot h_{c,fi} \cdot 10^{-3}$$

Força máxima no banzo superior do perfil metálico:

$$R_{abs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot (b - 2 \cdot b_{fi}) \cdot t_f \cdot 10^{-3}$$

A tensão na alma do perfil metálico segue uma distribuição trapezoidal. Além disso, devido ao facto de existirem armaduras de aço na alma do perfil, esta zona será dividida em camadas i de 0,1 mm. A força máxima na alma do perfil metálico será dada por:

$$R_{aa} = \sum_{i=1}^n R_{aa,i} = \sum_{i=1}^n \frac{f_{yk,i}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot t_w \cdot (z_{2,i} - z_{1,i}) \cdot 10^{-3}$$

Força máxima no banzo inferior, cuja tensão de cedência é reduzida pelo fator k_a :

$$R_{abi} = k_a \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot b \cdot t_f \cdot 10^{-3}$$

Força máxima nas armaduras:

$$R_{as1} = k_{r,1} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s1} \cdot 10^{-3}$$

$$R_{as2} = k_{r,2} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s1} \cdot 10^{-3}$$

em que:

$k_{r,1}$ e $k_{r,2}$ coeficientes de redução das filas de armaduras apresentados em 2.7.7.4.

Se $R_{c1} \geq R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 1. A posição exata é dada por:

$$z_{pl} = \frac{(R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2}) \cdot 10^3}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot b_{eff}}$$

Nesta situação (Figura 4.16), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_{abs} \cdot z_{abs} + F_{aa} \cdot z_{aa} + F_{abi} \cdot z_{abi} + F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} - F_c \cdot z_c$$

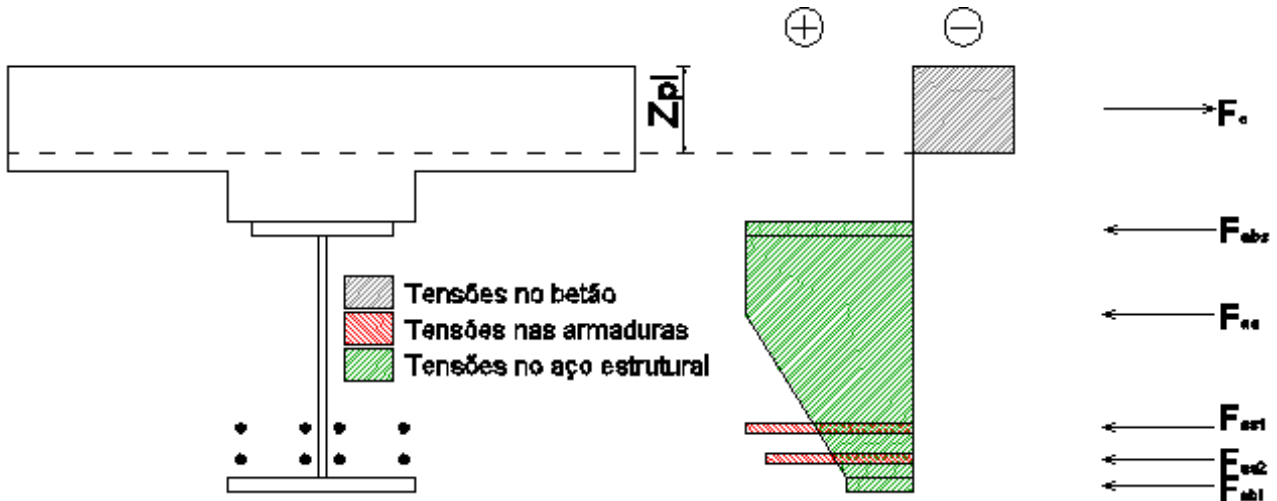


Figura 4.16: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banco de betão efetivo.

Se $R_{c1} + R_{c2} \geq R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 2 e é obtido através da seguinte expressão:

$$z_{pl} = h_c + \frac{(R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2} - R_{c1}) \cdot 10^3}{0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot b}$$

Nesta situação (Figura 4.17), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd}^+ &= \sum F_i \cdot z_i = \\ &= F_{abs} \cdot z_{abs} + F_{aa} \cdot z_{aa} + F_{abi} \cdot z_{abi} + F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} - F_{c1} \cdot z_{c1} - F_{c2} \cdot z_{c2} \end{aligned}$$

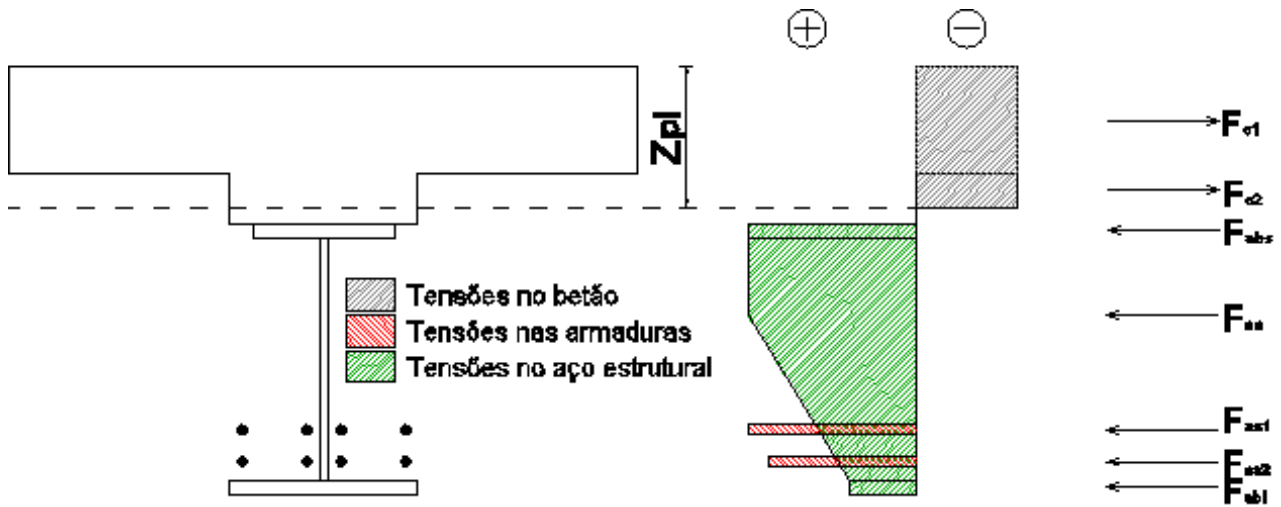


Figura 4.17: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo de betão reduzido.

Se $R_{c1} + R_{c2} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 3 e é dado por:

$$z_{pl} = h_c + h_p + \frac{(R_{abs} + R_{aa} + R_{abi} + R_{as1} + R_{as2} - R_{c1} - R_{c2}) \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot (b - 2 \cdot b_{fi})}$$

Nesta situação (Figura 4.18), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$\begin{aligned} M_{fi,Rd}^+ &= \sum F_i \cdot z_i = \\ &= F_{abs2} \cdot z_{abs2} + F_{aa} \cdot z_{aa} + F_{abi} \cdot z_{abi} + F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} - F_{c1} \cdot z_{c1} - F_{c2} \cdot z_{c2} - \\ &\quad - F_{abs1} \cdot z_{abs1} \end{aligned}$$

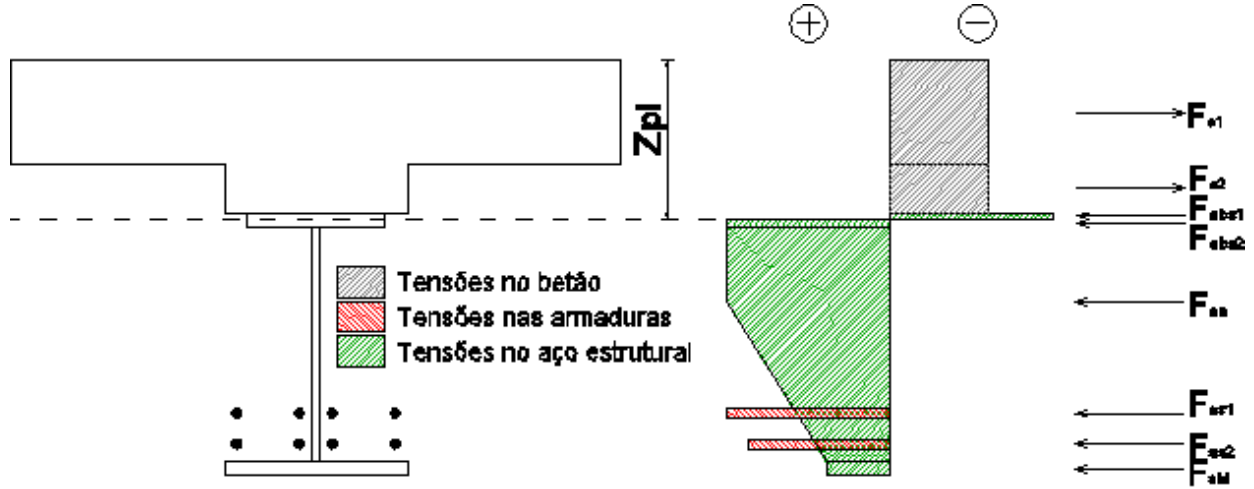


Figura 4.18: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.

Se $R_{c1} + R_{c2} + R_{abs} + R_{aa} \geq R_{abi} + R_{as1} + R_{as2}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 4 e é calculado automaticamente pelo programa através da análise iterativa das forças em cada umas das camadas de 0,1 mm de espessura.

Nesta situação (Figura 4.19), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_{aa2} \cdot z_{aa2} + F_{abi} \cdot z_{abi} + F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} - F_{c1} \cdot z_{c1} - F_{c2} \cdot z_{c2} - F_{abs} \cdot z_{abs} - F_{aa1} \cdot z_{aa1}$$

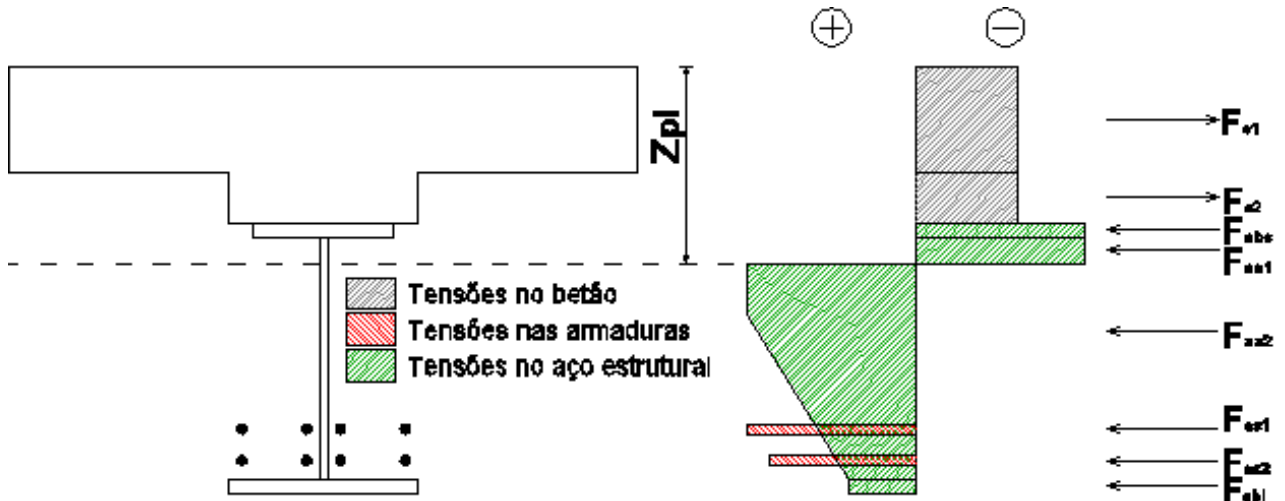


Figura 4.19: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente positivo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.

4.4.7 RESISTÊNCIA À FLEXÃO SEGUNDO O EIXO Y-Y DE SECÇÕES COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M-)

Relativamente à análise do momento negativo, será descrito o processo de cálculo da mesma secção adotada para o momento positivo.

De acordo com as disposições apresentadas em 2.7.7.4, o cálculo será efetuado para uma nova secção representada na Figura 4.20. Nesta secção, serão consideradas todas as filas de armaduras. Por outro lado, será considerada a ação do betão da alma do perfil metálico, ainda que com a secção efetiva reduzida e não se contabilizará a contribuição do banzo de betão, da alma e do banzo inferior do perfil. Analogamente ao cálculo do momento positivo, será reduzida a secção do banzo superior do perfil metálico.

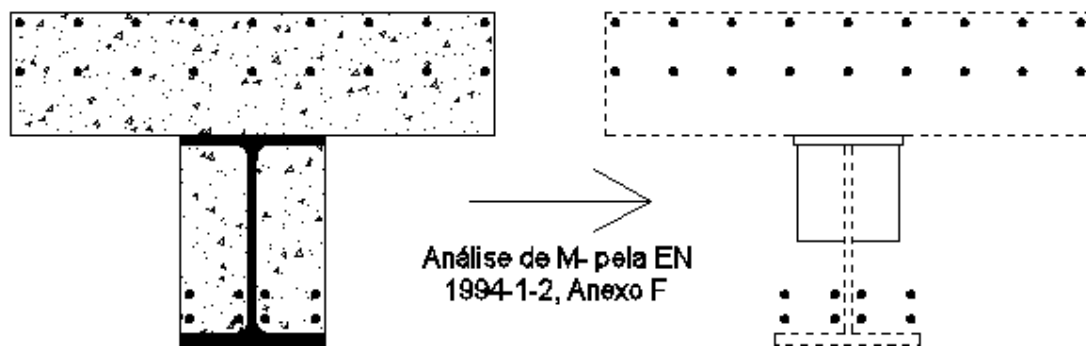


Figura 4.20: Secção efetiva para o cálculo do momento resistente negativo de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo F.

Nesta abordagem, o eixo neutro pode-se localizar em duas zonas (Figura 4.21):

- Zona 1 – banzo superior do perfil metálico;
- Zona 2 – alma do perfil metálico.

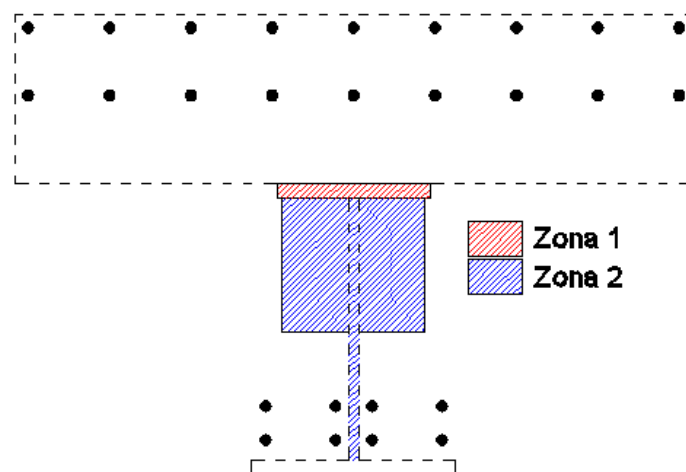


Figura 4.21: Localizações do eixo neutro para secções com perfil metálico envolvido em betão (M-).

Para perceber em qual das zonas o eixo neutro se localiza, devem ser analisadas as forças máximas produzidas por cada material.

Força máxima no banzo superior do perfil metálico:

$$R_{abs} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot (b - 2 \cdot b_{fi}) \cdot t_f \cdot 10^{-3}$$

Força máxima no betão da alma:

$$R_{ba} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi,c}} \cdot (b - t_w - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot (h_w - h_{fi}) \cdot 10^{-3}$$

Força máxima nas armaduras:

$$R_{as1} = k_{s,1} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s1} \cdot 10^{-3}$$

$$R_{as2} = k_{s,2} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s2} \cdot 10^{-3}$$

$$R_{as3} = k_{r,3} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s3} \cdot 10^{-3}$$

$$R_{as4} = k_{r,4} \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_{M,fi,s}} \cdot A_{s4} \cdot 10^{-3}$$

Se $R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} \geq R_{ba} + R_{as3} + R_{as4}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 1. A posição exata é dada por:

$$z_{pl} = h_c + h_p + \frac{(R_{abs} + R_{ba} + R_{as3} + R_{as4} - R_{as1} - R_{as2}) \cdot 10^3}{2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M,fi,a}} \cdot (b - 2 \cdot b_{fi})}$$

Nesta situação (Figura 4.22), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = \sum F_i \cdot z_i = F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} + F_{abs1} \cdot z_{abs1} - F_{abs2} \cdot z_{abs2} - F_{ba} \cdot z_{ba} - F_{as3} \cdot z_{as3} - F_{as4} \cdot z_{as4}$$

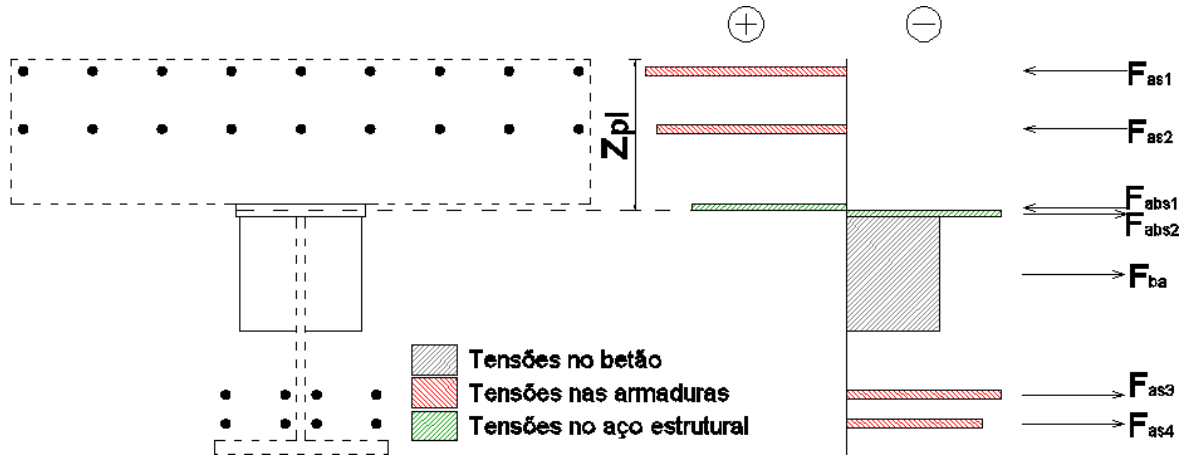


Figura 4.22: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro no banzo superior.

Se $R_{as1} + R_{as2} + R_{abs} + R_{ba} \geq R_{as3} + R_{as4}$, o eixo neutro localiza-se na Zona 2 e é calculado automaticamente pelo programa através de uma análise iterativa.

Nesta situação (Figura 4.23), o momento resistente em situação de incêndio é dado por:

$$M_{fi,Rd}^+ = F_{as1} \cdot z_{as1} + F_{as2} \cdot z_{as2} + F_{abs} \cdot z_{abs} - F_{ba} \cdot z_{ba} - F_{as3} \cdot z_{as3} - F_{as4} \cdot z_{as4}$$

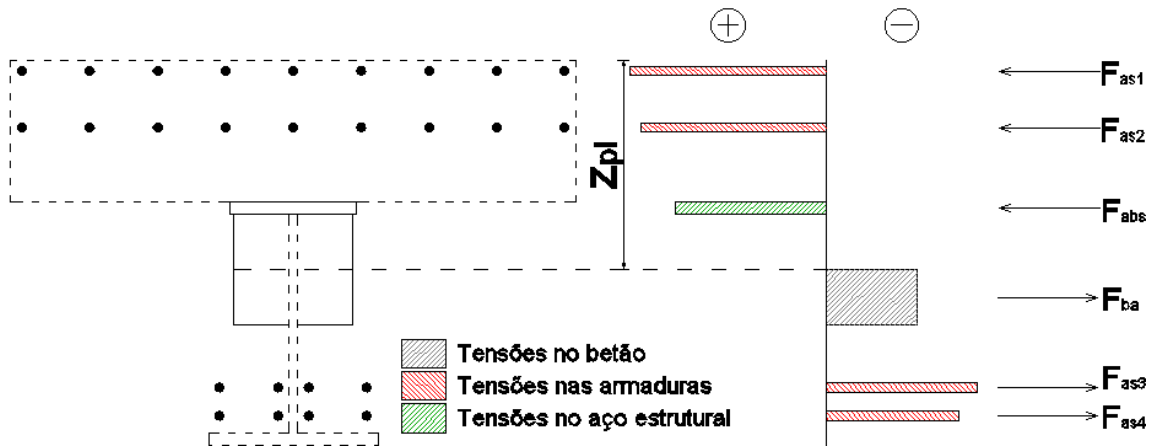


Figura 4.23: Representação gráfica do diagrama de tensões para o cálculo do momento resistente negativo, para secções com perfil metálico envolvido em betão, com o eixo neutro na alma do perfil metálico.

4.4.8 RESISTÊNCIA DOS CONECTORES

A resistência dos conectores em situação de incêndio é calculada de acordo com o exposto em 2.7.8, considerando que a temperatura do conector corresponde a 80% da temperatura no banzo superior do perfil metálico e a temperatura do betão envolvente corresponde a 40% da temperatura no banzo superior do perfil metálico.

CAPÍTULO 5 PROGRAMA FIRECB

5.1 APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA

5.1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo, será apresentada a interface gráfica e as funcionalidades do programa FiReCB. Mais concretamente, abordar-se-ão os seguintes pontos:

- o aspeto gráfico do programa e a disposição espacial dos elementos;
- as principais ferramentas e funcionalidades;
- os parâmetros de cálculo a definir pelo utilizador;
- os resultados do programa.

Ao abrir o FiReCB, é apresentada a janela de boas-vindas, que fornece alguma informação inicial sobre o programa, a saber:

- termos e condições;
- informações sobre o programa, o autor e o âmbito da aplicação;
- *tutorial* em vídeo.

Adicionalmente, a partir da janela de boas-vindas, o utilizador pode:

- iniciar uma nova verificação;
- abrir uma análise previamente guardada;

Depois de fechada a janela de apresentação, surge a janela principal do FiReCB (Figura 5.1), onde serão introduzidos os dados. Dada a especificidade do programa, é aconselhável a consulta do Manual de Utilização e/ou do *tutorial* em vídeo disponibilizado no menu **?** da barra de ferramentas.

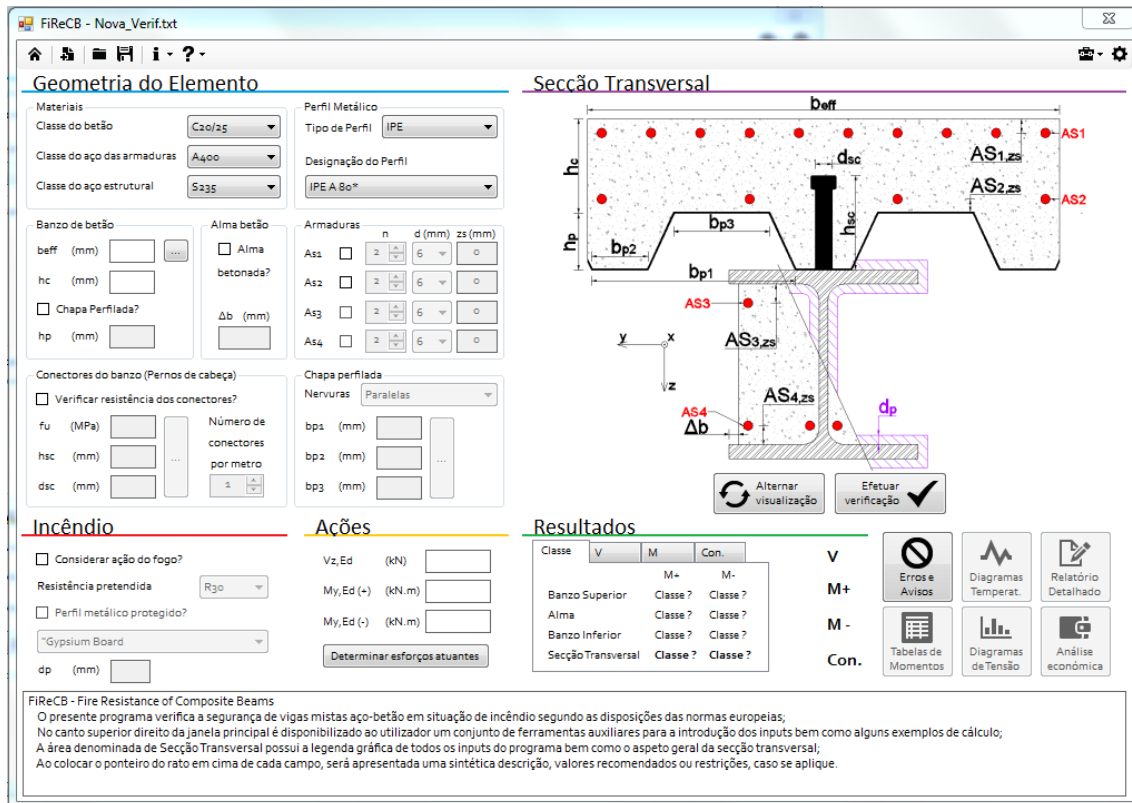


Figura 5.1: Janela principal do programa.

A barra de ferramentas é constituída por oito ícones:

- mostra a janela de boas-vindas;
- inicia uma nova verificação de segurança;
- abre uma análise gravada previamente;
- grava a análise atual;
- disponibiliza informações relevantes como links ou documentos úteis;
- apresenta elementos de apoio à utilização do programa como o tutorial em vídeo, o manual de utilização ou os termos e condições;
- reúne as principais ferramentas de apoio à introdução de inputs no programa (cfr. 5.2);
- permite ao utilizador definir os parâmetros de cálculo (cfr. 5.3) e consultar as propriedades mecânicas dos materiais utilizados.

5.1.2 DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DOS ELEMENTOS

O FiReCB pretende ser um programa de *design* compacto com uma janela principal única. Pretende-se que o utilizador possa facilmente introduzir os *inputs*, iniciar o cálculo e consultar imediatamente o resultado da verificação (se ocorre colapso, ou não, e para que solicitação), repetindo o processo com eficiência, caso seja necessário.

Enquanto o utilizador introduz os *inputs*, é apresentado um esquema explicativo onde estão representados todos os dados geométricos a introduzir numa secção transversal tipo. Com o clique de um botão, esta imagem pode ser trocada por uma representação em tempo real do aspeto da secção transversal.

O esquema explicativo, porém, é apenas uma representação geométrica dos *inputs*. Ainda que seja uma ferramenta indispensável, a especificidade do programa impõe uma explicação detalhada de cada um dos campos.

De um ponto de vista minimalista, o *layout* do programa pode ser dividido em quatro partes principais, representadas na Figura 5.2:

- preto – barra de ferramentas;
- verde – zona de introdução de *inputs*;
- vermelho – *outputs*;
- azul – mensagens de ajuda que são exibidas quando o utilizador coloca o rato sobre algum dos campos de introdução de dados/botões. Apresenta uma breve descrição da componente do programa, valores recomendados e restrições.

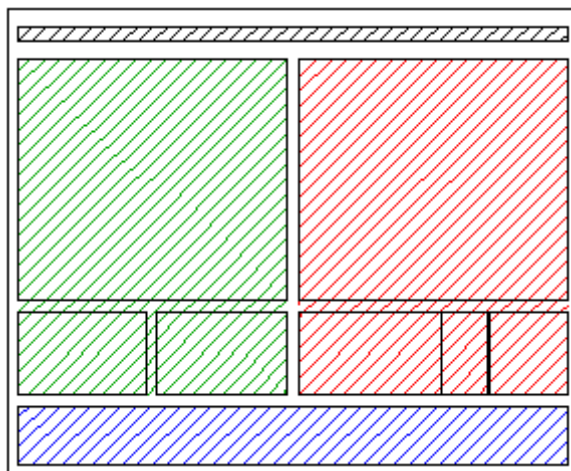



Figura 5.2: Disposição espacial dos elementos do programa.

5.2 FERRAMENTAS E FUNCIONALIDADES

Com o intuito de auxiliar o utilizador na inserção dos *inputs*, foram incorporados no programa uma série de ferramentas e funcionalidades no menu  da barra de ferramentas (Figura 5.3), a saber:

- calculadora para efetuar cálculos rápidos;
- ferramenta de cálculo da largura efetiva do banzo de betão b_{eff} para condições de apoio comuns (Figura 5.5);
- ferramenta de cálculo das ações para vigas simplesmente apoiadas ou em consola sujeitas a cargas distribuídas ao longo de todo o seu comprimento (Figura 5.6);
- base de dados de perfis bissimétricos em I criados pelo utilizador (Figura 5.4);
- base de dados de conectores comuns aos quais é possível adicionar elementos criados pelo utilizador;
- lista de chapas perfiladas trapezoidais e reentrantes comuns, também com a opção de adicionar chapas de dimensões personalizadas;
- base de dados de materiais de proteção ao fogo criados pelo utilizador;
- conjunto de exemplos de cálculo que servem de base para novas verificações.

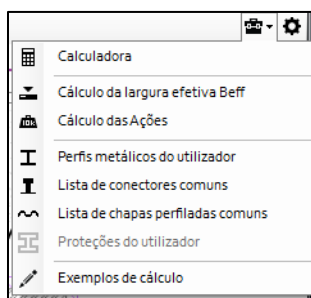


Figura 5.3: Menu ferramentas e funcionalidades.

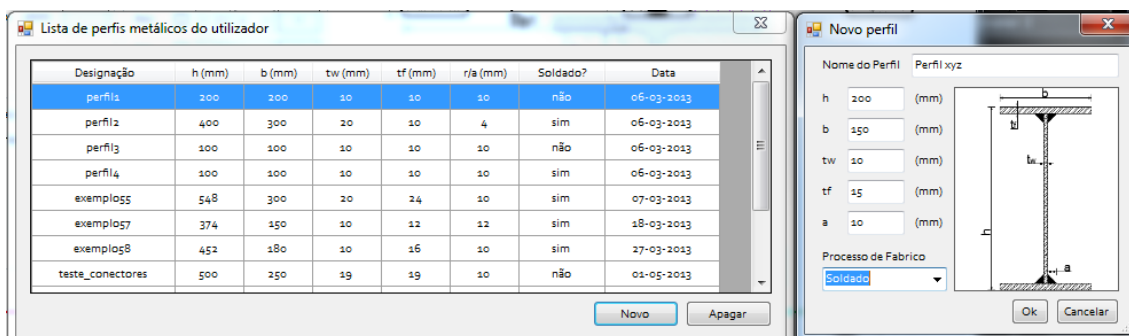


Figura 5.4: Lista de perfis metálicos do utilizador.

Cálculo da largura efetiva do banzo de betão

L1 (m)

L2 (m)

L3 (m)

Localização da secção transversal ☐ Apoio de extremidade ☐

B (mm)

b0 (mm)

beff (mm)

Figura 5.5: Cálculo da largura efetiva do banzo de betão.

Determinação dos esforços atuantes

Condições de apoio

☒ Viga simplesmente apoiada

☐ Viga em consola

Utilização do edifício

☐ Zonas de habitação

☐ Zonas de escritórios

☐ Zonas de reunião de pessoas

☒ Zonas comerciais

☐ Zonas de armazenamento

☐ Coberturas

Tipo de verificação

☐ Temperatura normal

☒ Situação de incêndio

Carregamento

Tipo	Carregamento (kN/m)	Coefficiente γ	Coefficiente ψ_1
Permanente	<input type="text"/>	<input type="text" value="1,00"/>	
Variável	<input type="text"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="0,70"/>

Comprimento da viga (m)

Resultados

Combinação de ações (kN/m) Exportar? ☐


Esforço transversal atuante (kN) ☒

Momento fletor positivo atuante (kN.m) ☒

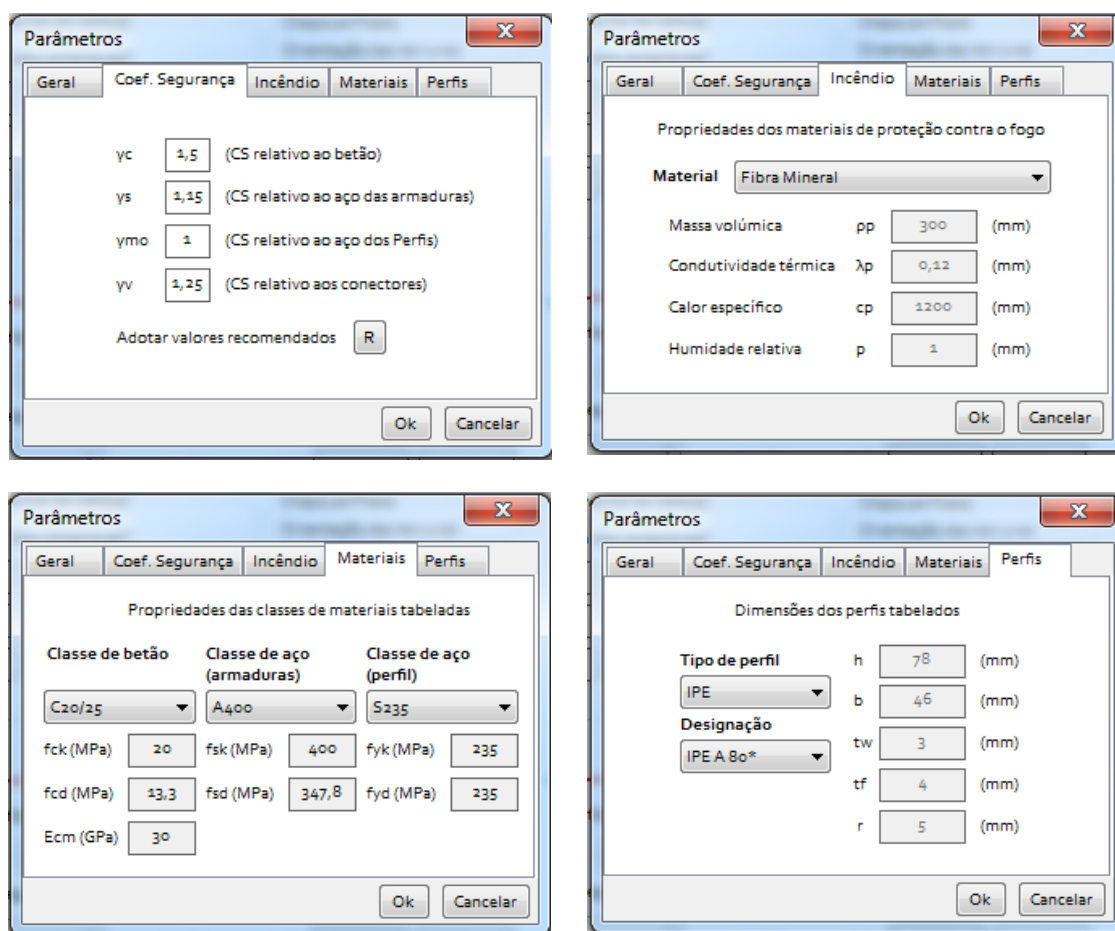
Momento fletor negativo atuante (kN.m) ☐

Figura 5.6: Cálculo das ações com base nas disposições da EN 1991-1-1.

5.3 PARÂMETROS DE CÁLCULO

No menu  da barra de ferramentas, o utilizador pode definir os coeficientes parciais de segurança a considerar no cálculo à temperatura normal ou em situação de incêndio. Adicionalmente, são apresentadas as propriedades mecânicas dos materiais de acordo com a respetiva classe, as dimensões dos perfis tabelados bem como as propriedades térmicas dos materiais de proteção.

A Figura 5.7 apresenta as diferentes secções da janela Parâmetros de Cálculo.



The figure displays four screenshots of the 'Parâmetros' (Parameters) dialog box, showing different tabs for configuring calculation parameters.

Top Left: Coef. Segurança (Safety Coefficients)

- Tab: Coef. Segurança
- Fields:
 - yc: 1,5 (CS relativo ao betão)
 - ys: 1,15 (CS relativo ao aço das armaduras)
 - ymo: 1 (CS relativo ao aço dos Perfis)
 - yv: 1,25 (CS relativo aos conectores)
- Adotar valores recomendados: ☒ R
- Buttons: Ok, Cancelar

Top Right: Incêndio (Fire)

- Tab: Incêndio
- Title: Propriedades dos materiais de proteção contra o fogo
- Material: Fibra Mineral
- Fields:
 - Massa volúmica: pp 300 (mm)
 - Condutividade térmica: λ_p 0,12 (mm)
 - Calor específico: cp 1200 (mm)
 - Humidade relativa: p 1 (mm)
- Buttons: Ok, Cancelar

Bottom Left: Materiais (Materials)

- Tab: Materiais
- Title: Propriedades das classes de materiais tabeladas
- Fields:
 - Classe de betão: C20/25
 - Classe de aço (armaduras): A400
 - Classe de aço (perfil): S235
 - fck (MPa): 20
 - fsk (MPa): 400
 - fyk (MPa): 235
 - fcd (MPa): 13,3
 - fsd (MPa): 347,8
 - fyd (MPa): 235
 - Ecm (GPa): 30
- Buttons: Ok, Cancelar

Bottom Right: Perfis (Profiles)

- Tab: Perfis
- Title: Dimensões dos perfis tabelados
- Fields:
 - Tipo de perfil: IPE
 - Designação: IPE A 80*
 - h: 78 (mm)
 - b: 46 (mm)
 - tw: 3 (mm)
 - tf: 4 (mm)
 - r: 5 (mm)
- Buttons: Ok, Cancelar

Figura 5.7: Parâmetros de cálculo.

5.4 RESULTADOS DO PROGRAMA

5.4.1 TABELA RESUMO

Depois de efetuado o cálculo da secção transversal, é apresentada ao utilizador uma tabela resumo (Figura 5.8), que se encontra dividida em três partes essenciais:

- à esquerda, encontra-se uma *TabPage* que contém as principais informações a retirar da análise (classificação da secção transversal, localização do eixo neutro, momento resistente plástico, número de conectores necessários, entre outras);
- no centro representa-se graficamente a segurança da secção transversal segundo os esforços atuantes através dos sinais ✓ e Ⓜ. Caso uma verificação não tenha sido pedida pelo utilizador, será exibido o ícone ✖.
- à direita é disponibilizada a lista de possíveis erros encontrados na análise bem como uma série de *outputs* específicos, que serão tratados em 5.4.2.

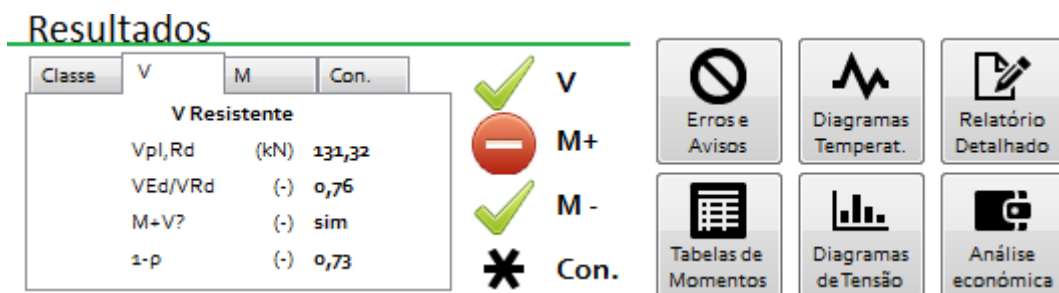


Figura 5.8: Tabela resumo.

5.4.2 OUTPUTS ESPECÍFICOS

Caso pretenda obter informações mais detalhadas sobre a análise, o utilizador pode consultar os diagramas de tensão/temperatura da secção, as tabelas de momentos produzidas no cálculo do momento resistente plástico (Figura 5.10) ou a análise económica da solução.

Finalmente, será possível o programa produzir um relatório detalhado da análise (Figura 5.9) em formato *PDF*.

Perfil metálico parcialmente betonado?		= Não
Largura não betonada da alma	Δb	= N/A

CAPÍTULO 6 EXEMPLOS PRÁTICOS DE CÁLCULO

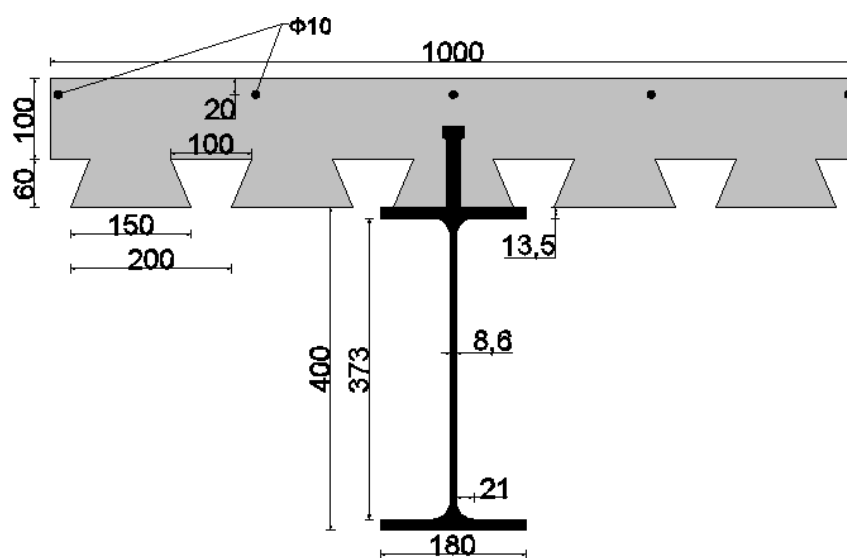
6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo serão resolvidos alguns exemplos práticos de verificação de secções transversais de vigas mistas aço-betão através do FiReCB. Pretende-se comparar os resultados do programa com o cálculo manual nos seguintes cenários:

- esforço transversal, flexão (M^+ e M^-) e resistência dos conectores à temperatura normal;
- flexão (M^-) em situação de incêndio com perfil metálico protegido no contorno;
- flexão (M^+) em situação de incêndio com perfil metálico parcialmente betonado.
- flexão (M^+) à temperatura ambiente segundo Calado e Santos (2010).

6.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE UMA SECÇÃO TRANSVERSAL À TEMPERATURA NORMAL

Pretende-se fazer a verificação da segurança da secção transversal apresentada na Figura 6.1.



Materiais:	Ações:	Conectores:
Betão C20/25	$M_{Ed}^+ = 400 \text{ kN.m}$	$n = 30 \text{ conectores}$
Aço estrutural S235	$M_{Ed}^- = -200 \text{ kN.m}$	$f_u = 450 \text{ MPa}$
Aço armaduras A400	$V_{Ed} = 400 \text{ kN}$	$d_{sc} = 20 \text{ mm}$
IPE 400		$h_{sc} = 100 \text{ mm}$

Figura 6.1: Exemplo 1 – Esquema da secção a verificar.

Esforço transversal resistente: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}}}{\gamma_a}$

Altura da alma: $h_w = 400 - 2 * 13,5 = 373 \text{ mm}$

Área do perfil: $A = 2 * 13,5 * 180 + 8,6 * 373 = 8067,3 \text{ mm}^2$

$$A_v = \min \left\{ \frac{8067,3 - 2 * 180 * 13,5 + (8,6 + 2 * 21) * 13,5}{1,2 * 373 * 8,6} \right\} = 3649 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3649 * \frac{235}{\sqrt{3}}}{1,0} * 10^{-3} = 522,27 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 400 \text{ kN} \leq V_{pl,Rd} = 522,27 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

$$V_{Ed} \geq 0,5 * V_{pl,Rd} = 261,14 \rightarrow \text{Interação entre V e momento fletor}$$

$$\rho = \left[\frac{2 * 400}{522,27} - 1 \right]^2 = 0,283 \rightarrow (1 - \rho) = 0,717$$

Momento plástico resistente positivo:

Forças máximas:

$$\text{Betão: } R_c = 0,85 * \frac{20}{1,5} * 1000 * 100 * 10^{-3} = 1133,33 \text{ kN}$$

$$\text{Área das armaduras: } A_{s1} = 5 * \pi * 10^2 / 4 = 362,70 \text{ mm}^2$$

$$\text{Armaduras: } R_{as1} = \frac{400}{1,15} * 362,70 * 10^{-3} = 136,59 \text{ kN}$$

$$\text{Banzos: } R_{abs} = R_{abi} = \frac{235}{1} * 180 * 13,5 * 10^{-3} = 571,05 \text{ kN}$$

$$\text{Alma: } R_{aa} = \frac{235}{1} * 0,717 * 373 * 8,6 * 10^{-3} = 540,50 \text{ kN}$$

Eixo neutro:

$$R_c + R_{as1} < R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$$

$$R_c + R_{as1} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi} \rightarrow \text{EN no banço do perfil metálico}$$

$$z_{pl} = h_c + h_p + \frac{(571,05 + 540,05 + 571,05 - 1133,33 - 136,59) * 10^3}{2 * 235 * 180} = 164,87 \text{ mm}$$

Diagrama de tensões (Figura 6.2):

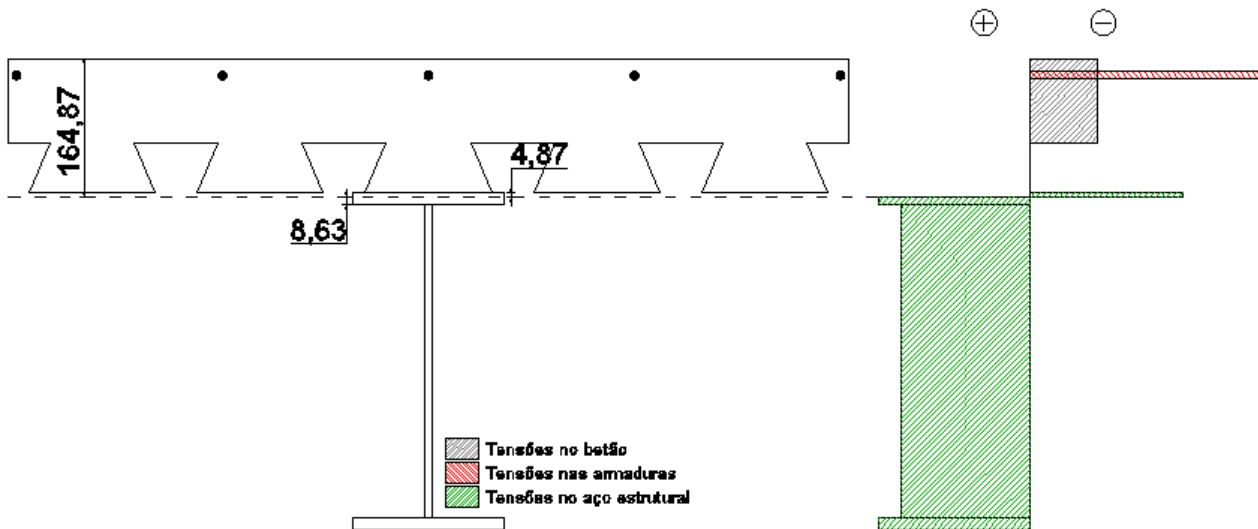


Figura 6.2: Exemplo 1 – Diagrama de tensões para M+.

Cálculo do momento resistente positivo:

$$F_c = -1133,33 \text{ kN}$$

$$z_c = 50 \text{ mm (medido a partir da superfície superior do banzo de betão)}$$

$$F_{as1} = -136,59 \text{ kN}$$

$$z_{as1} = 20 \text{ mm}$$

$$F_{abs1} = -235 * 180 * 4,87 * 10^{-3} = -206,01 \text{ kN}$$

$$z_{abs1} = 160 + 4,87/2 = 162,44 \text{ mm}$$

$$F_{abs2} = 235 * 180 * 8,63 * 10^{-3} = 365,05 \text{ kN}$$

$$z_{abs2} = 164,87 + 8,63/2 = 169,19 \text{ mm}$$

$$F_{aa} = 540,50 \text{ kN}$$

$$z_{aa} = 160 + 13,5 + 373/2 = 360 \text{ mm}$$

$$F_{abi} = 571,05 \text{ kN}$$

$$z_{abi} = 160 + 400 - \frac{13,5}{2} = 553,25 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \sum F_i \cdot z_i * 10^{-3} = 479,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed}^+ = 400 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd}^+ = 479,41 \text{ kN.m} \rightarrow \text{OK!}$$

Momento resistente plástico negativo:

Forças máximas têm igual valor em módulo às da análise do momento positivo.

Eixo neutro:

$$R_{as1} < R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$$

$$R_{as1} + R_{abs} < R_{aa} + R_{abi}$$

$$R_{as1} + R_{abs} + R_{aa} \geq R_{abi} \rightarrow \text{EN na alma do perfil metálico}$$

$$z_{pl} = 100 + 60 + 13,5 + \frac{(540,5 + 571,05 - 136,59 - 571,05) \cdot 10^3}{2 \cdot 235 \cdot 0,717 \cdot 8,6} = 312,87 \text{ mm}$$

Diagrama de tensões (Figura 6.3):

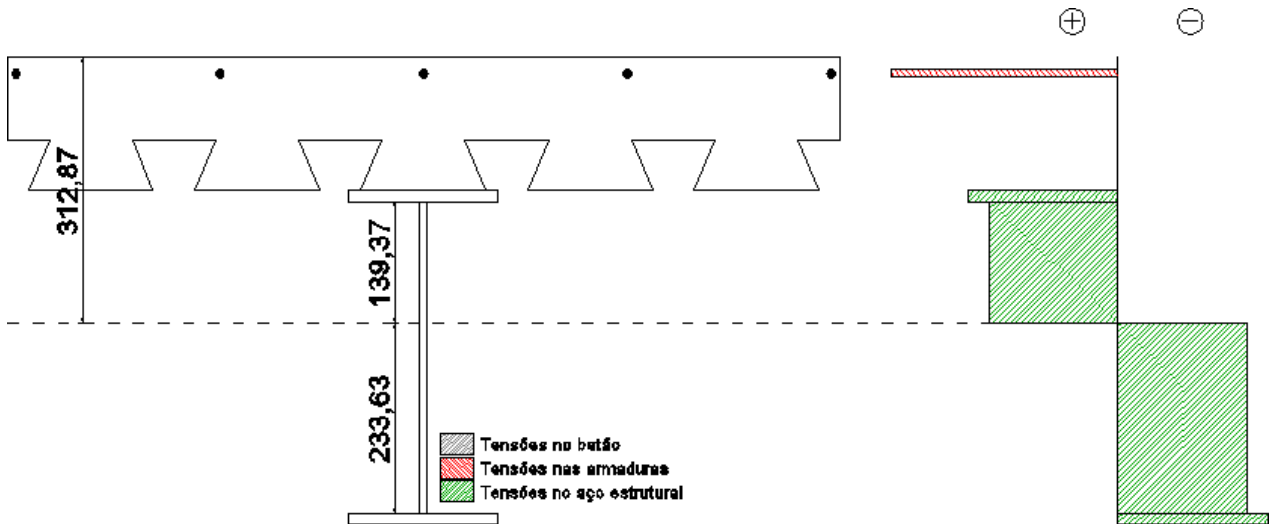


Figura 6.3: Exemplo 1 – Diagrama de tensões para M-.

Cálculo do momento resistente negativo:

$$F_{as1} = +136,59 \text{ kN}$$

$$z_{as1} = 20 \text{ mm}$$

$$F_{abs} = 571,05 \text{ kN}$$

$$z_{abs} = 160 + 13,5/2 = 166,75 \text{ mm}$$

$$F_{aa1} = 0,717 \cdot 235 \cdot 139,37 \cdot 8,6 \cdot 10^{-3} = 201,96 \text{ kN}$$

$$z_{aa1} = 312,87 - 139,37/2 = 243,19 \text{ mm}$$

$$F_{aa2} = -0,717 \cdot 235 \cdot 233,63 \cdot 8,6 \cdot 10^{-3} = -338,54 \text{ kN}$$

$$z_{aa2} = 312,87 + 233,63/2 = 429,69 \text{ mm}$$

$$F_{abi} = -571,05 \text{ kN}$$

$$z_{abi} = 553,25 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \sum F_i \cdot z_i \cdot 10^{-3} = -314,19 \text{ kN.m}$$

$$|M_{Ed}^-| = 200 \text{ kN.m} \leq |M_{pl,Rd}^-| = 314,19 \text{ kN.m} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{Resistência dos conectores: } P_{Rd} = \min \left(\frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot \frac{d_{sc}^2}{4}}{\gamma_v}; \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d_{sc}^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right)$$

$$\frac{h_{sc}}{d_{sc}} = \frac{100}{20} = 5 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd}^* = \min \left(\frac{0,8 \cdot 450 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}}{1,25} \cdot 10^{-3}; \frac{0,29 \cdot 1 \cdot 20^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 30 \cdot 10^3}}{1,25} \cdot 10^{-3} \right) = 71,88 \text{ kN}$$

$$b_0 = 125 \text{ mm (largura a meia altura da chapa – cfr. Figura 2.8)}$$

$$k_l = \min \left(0,6 \cdot \frac{125}{60} \cdot \left(\frac{100}{60} - 1 \right); 1 \right) = 0,83$$

$$P_{Rd} = P_{Rd}^* \cdot k_l = 59,90 \text{ kN}$$

$$V_L = \min \left(0,85 \cdot \frac{20}{1,5} \cdot 1000 \cdot 100 \cdot 10^{-3}; 8067,3 \cdot \frac{235}{1} \cdot 10^{-3} \right) = 1133,33 \text{ kN}$$

$$n_{c,req} = \frac{1133,33}{59,90} = 19 \text{ conectores}$$

$$n_c = 30 \text{ conectores} \geq n_{c,req} = 19 \text{ conectores} \rightarrow \text{OK!}$$

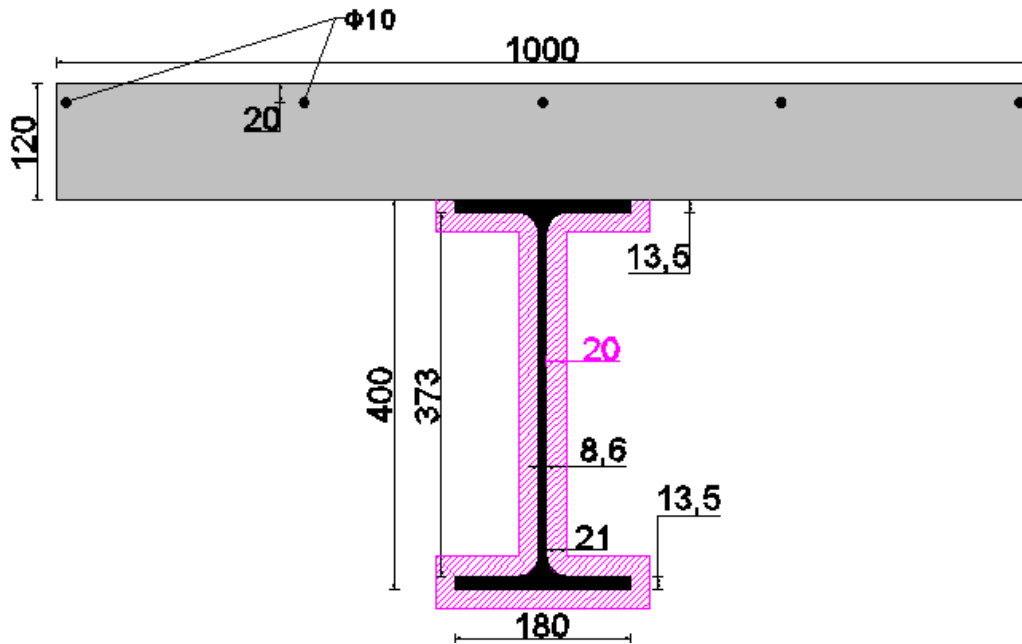
A Tabela 6.1 sintetiza as diferenças entre os resultados obtidos através do cálculo manual e os retirados do FiReCB para a mesma secção transversal à temperatura normal.

Tabela 6.1: Exemplo 1 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.

Método de cálculo	$V_{pl,Rd} \text{ (kN)}$	$z_{pl}^+ \text{ (mm)}$	$M_{pl,Rd}^+ \text{ (kN.m)}$	$z_{pl}^- \text{ (mm)}$	$M_{pl,Rd}^- \text{ (kN.m)}$	$n_{c,req}$
Cálculo manual	522,27	164,87	479,41	312,87	314,19	19
Resultados do FiReCB	522,27	164,88	479,33	312,88	314,35	19
Diferença	0%	~0%	~0%	~0%	~0%	0%

6.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO DE UMA SECÇÃO COM PERFIL METÁLICO PROTEGIDO NO CONTORNO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO (M+)

Pretende-se efetuar a verificação da segurança da secção transversal apresentada na Figura 6.4 para um incêndio de 90 minutos (Classe de resistência R90).



Materiais:	Ações:	Proteção no contorno:
Betão C20/25	$M_{fi,Ed} = -100 \text{ kN.m}$	$c_p = 1200 \text{ J/kgK}$
Aço estrutural S235		$\rho_p = 300 \text{ kg/m}^3$
Aço armaduras A400		$\lambda_p = 0,12 \text{ W/mK}$
IPE 400		$d_p = 0,020 \text{ m}$

Figura 6.4: Exemplo 2 – Esquema da secção a verificar.

Análise térmica do perfil metálico:

$$\text{Fator de massividade da secção: } \frac{A_p}{V_{\text{secção}}} = 121,47 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Material de proteção pesado? } d_p \cdot \frac{A_p}{V} \cdot c_p \cdot \rho_p < c_a \cdot \rho_a \rightarrow \text{considerar } \phi = 0$$

$$\text{Humidade do material de proteção: } t_v = \frac{1 \cdot 800 \cdot 0,020^2}{5 \cdot 0,12} = 0,5 \cong 0 \text{ minutos}$$

A Tabela 6.2 mostra as temperaturas e as respetivas reduções da tensão de cedência nos diferentes constituintes do perfil metálico.

Tabela 6.2: Exemplo 2 – Temperatura e redução da tensão de cedência dos constituintes do perfil metálico.

	$\frac{A_p}{V} [m^{-1}]$	$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \left[\frac{W}{m^3 K} \right]$	$\theta_a [^{\circ}C]$	$k_{y,\theta}$
Banzo superior	85,19	511,11	425,33	0,944
Alma	232,56	1395,34	691,07	0,251
Banzo inferior	159,26	955,56	598,67	0,474

Momento plástico resistente negativo:

Forças máximas:

$$R_{as1} = 400 * 392,70 * 10^{-3} = 157,08 \text{ kN}$$

$$R_{abs} = 0,944 * 235 * 180 * 13,5 * 10^{-3} = 539,07 \text{ kN}$$

$$R_{aa} = 0,251 * 235 * 0,717 * 373 * 8,6 * 10^{-3} = 189,21 \text{ kN}$$

$$R_{abi} = 0,474 * 235 * 180 * 13,5 * 10^{-3} = 270,68 \text{ kN}$$

Eixo neutro:

$$R_{as1} < R_{abs} + R_{aa} + R_{abi}$$

$$R_{as1} + R_{abs} \geq R_{aa} + R_{abi} \rightarrow \text{EN no banzo do perfil metálico}$$

$$z_{pl} = h_c + \frac{(539,07 + 189,21 + 270,68 - 157,08) * 10^3}{2 * 0,944 * 235 * 180} = 130,54 \text{ mm}$$

Diagrama de tensões (Figura 6.5)

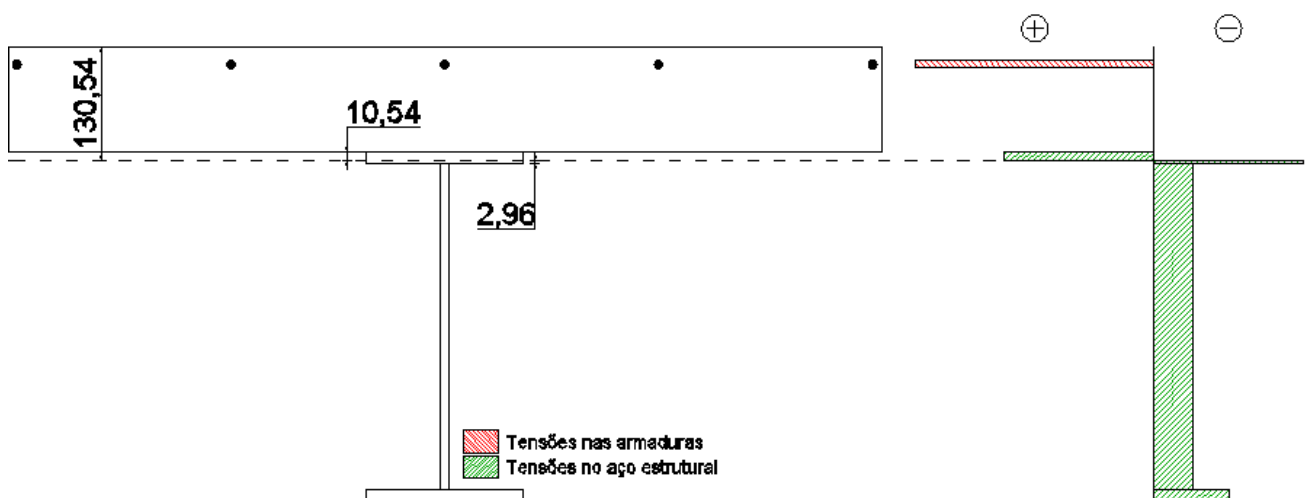


Figura 6.5: Exemplo 2 – Diagrama de tensões.

Cálculo do momento resistente negativo:

$$F_{as1} = 157,08 \text{ kN}$$

$$z_{as1} = 20 \text{ mm}$$

$$F_{abs1} = 0,944 * 235 * 180 * 10,54 * 10^{-3} = 420,87 \text{ kN}$$

$$z_{abs1} = 130,54 - 10,54/2 = 125,27 \text{ mm}$$

$$F_{abs2} = -0,944 * 235 * 180 * 2,96 * 10^{-3} = -118,20 \text{ kN}$$

$$z_{abs2} = 130,54 + 3,96/2 = 132,02 \text{ mm}$$

$$F_{aa} = -189,21 \text{ kN}$$

$$z_{aa} = 120 + 13,5 + 373/2 = 320 \text{ mm}$$

$$F_{abi} = -270,68 \text{ kN}$$

$$z_{abi} = 120 + 400 - \frac{13,5}{2} = 513,25 \text{ mm}$$

$$M_{pl,Rd} = \sum F_i \cdot z_i * 10^{-3} = -159,22 \text{ kN.m}$$

$$|M_{Ed}^-| = 100 \text{ kN.m} \leq |M_{pl,Rd}^-| = 159,22 \text{ kN.m} \rightarrow \text{OK!}$$

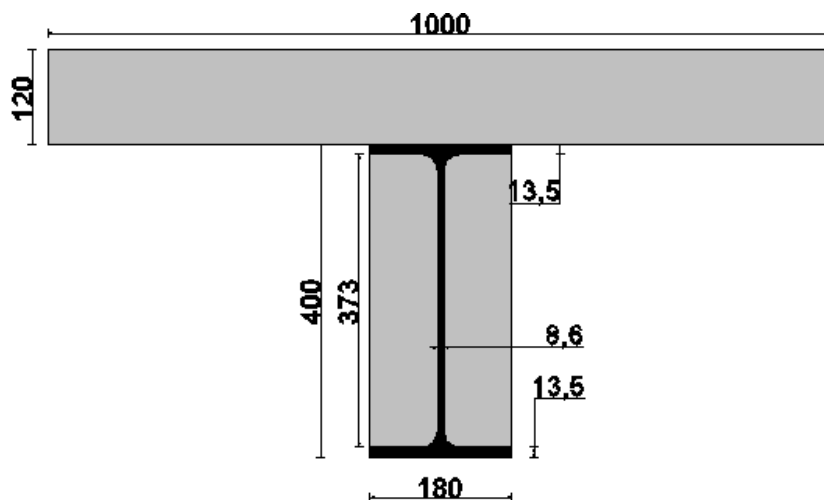
A Tabela 6.3 sintetiza as diferenças entre os resultados obtidos através do cálculo manual e os retirados do FiReCB para a mesma secção transversal em situação de incêndio.

Tabela 6.3: Exemplo 2 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.

Método de cálculo	$z_{pl}^- \text{ (mm)}$	$M_{pl,Rd}^- \text{ (kN.m)}$
Cálculo manual	130,54	159,22
Resultados do FiReCB	130,55	159,29
Diferença	~0%	~0%

6.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO DE UMA SECÇÃO COM PERFIL METÁLICO PARCIALMENTE ENVOLVIDO EM BETÃO (M+)

Pretende-se efetuar a verificação da segurança da secção transversal com perfil metálico parcialmente envolvido apresentada na Figura 6.6 para um incêndio de 90 minutos (Classe de resistência R90).



Materiais:

Betão C20/25

Aço estrutural S235

Aço armaduras A400

IPE 400

Ações:

$$M_{fi,Ed}^+ = 200 \text{ kN.m}$$

Figura 6.6: Exemplo 3 – Esquema da secção a verificar.

Requisitos para aplicação do método:

$$h = 400 \text{ mm} > 170 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$b_c = 180 \text{ mm} > 170 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$h * b_c = 72000 \text{ mm}^2 > 35000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

Redução da espessura do banzo de betão:

$$R90 \rightarrow h_{c,fi} = 30 \text{ mm} \rightarrow h_{c,h} = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

Redução da largura efetiva do banzo superior do perfil metálico:

$$R90 \rightarrow b_{fi} = \frac{13,5}{2} + 30 + \frac{180-180}{2} = 36,75 \text{ mm}$$

Distribuição de tensões na alma do perfil metálico:

$$\frac{h}{b_c} = \frac{400}{180} = 2,2 \geq 2 \rightarrow \begin{cases} a_1 = 14000 \\ a_2 = 75000 \\ h_{l,min} = 40 \text{ mm} \end{cases}$$

$$h_l = \frac{14000}{180} + \frac{75000 \cdot 8,6}{180 \cdot 400} = 86,74 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$h_h = 373 - 86,74 = 286,26 \text{ mm}$$

Redução da tensão de cedência da alma:

$$a_0 = 0,018 \cdot 13,5 + 0,7 = 0,943$$

$$R90 \rightarrow k_a = \left(0,12 - \frac{17}{180} + \frac{400}{38 \cdot 180}\right) \cdot 0,943 = 0,079$$

$$k_{min} = 0,06 \leq 0,079 \leq k_{max} = 0,12 \rightarrow \text{OK!}$$

Forças máximas:

$$R_{c1} = 0,85 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 90 \cdot 10^{-3} = 1530 \text{ kN}$$

$$R_{c2} = 0,85 \cdot 20 \cdot 180 \cdot 30 \cdot 10^{-3} = 91,8 \text{ kN}$$

$$R_{abs} = 235 \cdot (180 - 2 \cdot 36,75) \cdot 13,5 \cdot 10^{-3} = 337,87 \text{ kN}$$

$$R_{abi} = 0,079 \cdot 235 \cdot 180 \cdot 13,5 \cdot 10^{-3} = 45,11 \text{ kN}$$

$$R_{aa,hh} = 235 \cdot 286,26 \cdot 8,6 \cdot 10^{-3} = 578,53 \text{ kN}$$

$$R_{aa,hl} = 235 \cdot \left[0,079 + \frac{1-0,079}{2}\right] \cdot 86,74 \cdot 8,6 \cdot 10^{-3} = 94,58 \text{ kN}$$

Eixo neutro:

$$R_{c1} \geq R_{abs} + R_{abi} + R_{aa,hh} + R_{aa,hl} \rightarrow \text{EN no banzo de betão}$$

$$z_{pl} = \frac{(337,87 + 578,53 + 94,58 + 45,11) \cdot 10^3}{0,85 \cdot 20 \cdot 1000} = 62,12 \text{ mm}$$

Diagrama de tensões (Figura 6.7):

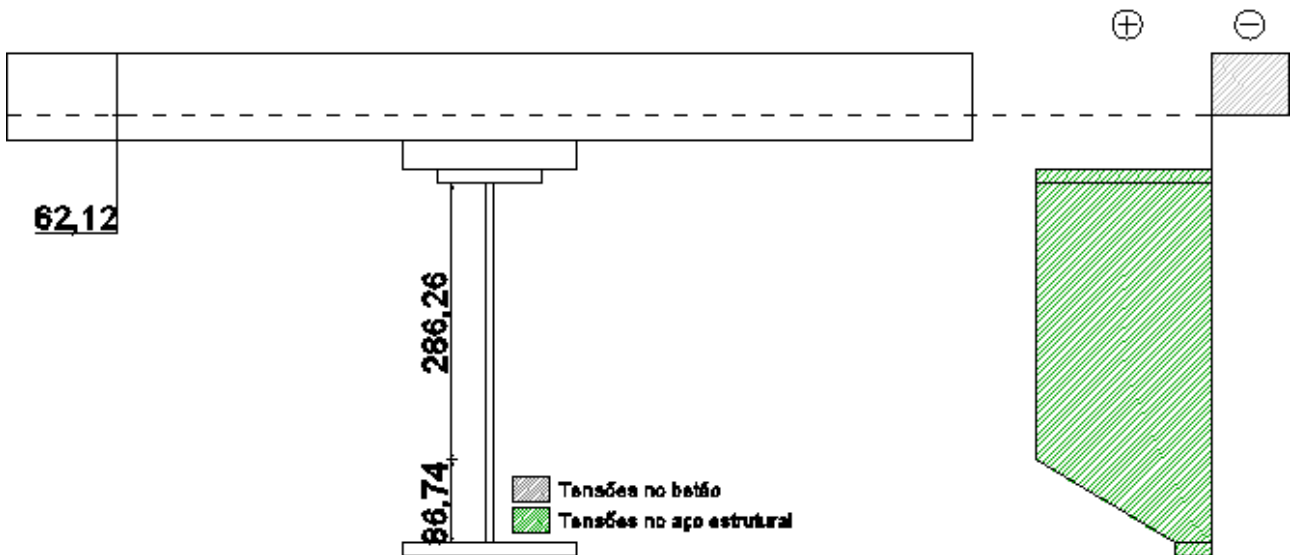


Figura 6.7: Exemplo 3 – Diagrama de tensões.

Cálculo do momento resistente positivo:

$$F_c = -0,85 * 20 * 1000 * 62,12 * 10^{-3} = -1056,04 \text{ kN}$$

$$z_c = 62,12/2 = 31,06 \text{ mm}$$

$$F_{abs} = 337,87 \text{ kN}$$

$$z_{abs} = 120 + 13,5/2 = 126,75 \text{ mm}$$

$$F_{abi} = 45,11 \text{ kN}$$

$$z_{abi} = 120 + 400 - 13,5/2 = 513,25 \text{ mm}$$

$$F_{aa,hh} = 578,53 \text{ kN}$$

$$z_{aa,hh} = 120 + 13,5 + 286,26/2 = 276,63 \text{ mm}$$

$$F_{aa,hl} = 94,58 \text{ kN}$$

$$z_{aa,hl} = 120 + 13,5 + 286,26 + 86,74 * \frac{\frac{86,74}{3} * \frac{1-0,079}{2} + \frac{86,74}{2} * 0,079}{0,079 * 86,74 + \frac{(1-0,079) * 86,74}{2}}$$

Nota: o cálculo de $z_{aa,hl}$ é feito através de uma média ponderada considerando que a zona trapezoidal da distribuição de tensões é composta por duas áreas: uma área retangular de altura $0,079 * 235$ e uma área triangular de altura $(1 - 0,079) * 235$.

$$M_{pl,Rd} = \sum F_i \cdot z_i \cdot 10^{-3} = 235,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed}^+ = 200 \text{ kN.m} \leq M_{pl,Rd}^+ = 235,86 \text{ kN.m} \rightarrow \text{OK!}$$

A Tabela 6.4 sintetiza as diferenças entre os resultados obtidos através do cálculo manual e os retirados do FiReCB para a mesma secção transversal com perfil metálico parcialmente envolvido em betão em situação de incêndio.

Tabela 6.4: Exemplo 3 – Comparação entre o cálculo manual e o FiReCB.

Método de cálculo	z_{pl}^+ (mm)	$M_{pl,Rd}^+$ (kN.m)
Cálculo manual	62,12	235,86
Resultados do FiReCB	62,13	235,92
Diferença	~0%	~0%

6.5 EXEMPLO 4 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO (M+) À TEMPERATURA AMBIENTE – COMPARAÇÃO COM CALADO E SANTOS (2010)

No presente exemplo pretende-se efetuar a verificação de segurança de uma secção transversal (Figura 6.8) sujeita à flexão (M+), à temperatura ambiente, tratada por Calado e Santos (2010). Na Tabela 6.5 comparam-se os resultados.

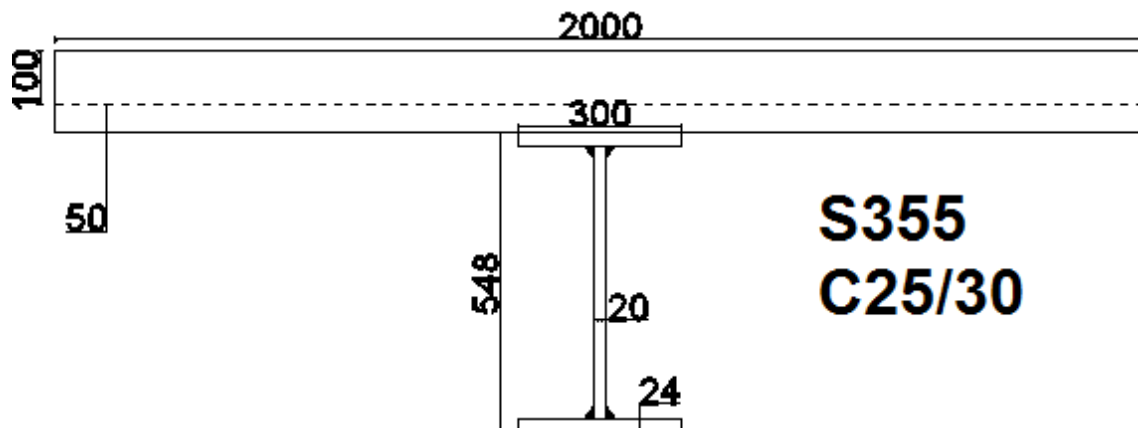


Figura 6.8: Exemplo 4 – Esquema da secção a verificar.

Tabela 6.5: Exemplo 4 – Comparação entre o cálculo manual (Calado e Santos, 2010) e o FiReCB.

Método de cálculo	$M_{pl,Rd}^+$ (kN.m)
Cálculo manual (Calado e Santos, 2010)	2588,20
Resultados do FiReCB	2588,43
Diferença	~0%

CAPÍTULO 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES

Ao longo do presente documento, verifica-se que o emprego de elementos mistos na concretização de uma estrutura representa não só uma opção ao nível estrutural, mas também ao nível do processo construtivo.

Para além das vantagens decorrentes do uso de um sistema estrutural misto, como sejam a diminuição das dimensões e do peso próprio dos elementos, a utilização de uma estrutura baseada em elementos mistos torna mais célere o processo construtivo devido, por exemplo, à possibilidade de pré-fabricação dos elementos, à rapidez de montagem e à utilização de cofragens colaborantes.

Entre os diversos elementos mistos aço-betão, o presente trabalho trata as vigas mistas. A conjugação dos materiais aço estrutural e betão potenciados pela ligação ao corte dá origem a elementos com maior resistência e rigidez. A melhoria substancial da resistência mecânica resultante da compatibilização entre os dois materiais face às suas capacidades individuais resulta no aligeiramento das estruturas e no consequente alívio das fundações. Adicionalmente, a menor dimensão dos elementos implica a redução das superfícies a revestir e o aumento da flexibilidade de utilização dos espaços.

Contudo, o comportamento das estruturas e elementos mistos é afetado pela ação térmica na medida em que os materiais perdem a resistência mecânica quando sujeitos a elevadas temperaturas. A verificação da segurança em situação de incêndio torna-se, por isso, essencial e prioritária.

O desenvolvimento do presente trabalho culminou na criação de uma aplicação de cálculo de vigas mistas aço-betão à temperatura normal e em situação de incêndio denominada de FiReCB – **F**ire **R**esistance of **C**omposite **B**eams. O programa efetua o cálculo dos elementos quando sujeitos ao esforço transversal e flexão. Adicionalmente, verifica também a resistência dos conectores para lajes de betão maciças ou com chapa metálica perfilada de forma a garantir a segurança da ligação ao corte.

O programa desenvolvido apresenta um *layout* apelativo e a distribuição espacial dos elementos num corpo único potencia uma utilização intuitiva sem, contudo, abdicar do rigor científico exigido no cálculo estrutural.

Sendo o programa destinado tanto a Projetistas de Estruturas como a Estudantes de Engenharia, é oferecida uma panóplia de ferramentas e funcionalidades de apoio à introdução de dados como, por exemplo, um diagrama explicativo onde estão graficamente representadas todas as dimensões pertinentes, bem como breves noções teóricas relativamente aos dados a introduzir pelo utilizador. Por outro lado, a possibilidade de gerar um relatório automático de cálculo permite a utilização do programa no projeto de vigas mistas. Para facilitar ainda mais a interação utilizador-programa, é disponibilizado ainda um *tutorial* em vídeo.

Os resultados retirados do FiReCB foram verificados através de cálculos manuais e artigos científicos de fiabilidade comprovada. Porém, dada a especificidade das análises previstas pela aplicação, não foram efetuadas algumas verificações uma vez que parte desses elementos não abrangiam todas as tipologias de secções desejadas. Contudo, devido ao facto dos processos de cálculo poderem ser extrapolados para a maioria das situações, os resultados do programa poderão ser considerados válidos.

Paralelamente ao desenvolvimento do programa, levou-se a cabo um estudo com base em elementos finitos para comprovar a aplicabilidade da EN 1994-1-2, Tabela D.5 na análise térmica do banzo de betão (cfr. Anexo A). Tendo por base a análise térmica do banzo de betão prevista pela norma, foi proposto e justificado um novo método de análise térmica aplicável ao cálculo automático com maior discretização e melhores resultados em termos de tempo de cálculo (cfr. Anexo B).

A consideração de camadas de 0,1 mm permite uma maior precisão do que a que se obteria através do cálculo manual. Ora, embora reconhecendo a pertinência da implementação do método da EN 1994-1-2, Anexo E no cálculo manual, sempre será de lhe reconhecer, também, a sua limitação no que respeita à implementação em algoritmos computacionais. Tudo leva a crer, pois, que o presente trabalho poderá constituir-se, ainda, numa adaptação inovadora da norma ao cálculo automático.

Considera-se que os objetivos propostos foram integralmente cumpridos. Contudo, dada a natureza do trabalho desenvolvido, não se considera que esteja completo. De seguida, apresentam-se os possíveis caminhos a percorrer num desenvolvimento futuro do programa.

7.2 PISTAS PARA INTERVENÇÃO FUTURA

Apesar de concretizados os objetivos propostos, existem diversas funcionalidades passíveis de serem integradas num futuro desenvolvimento do programa, com o intuito de aumentar as suas potencialidades. São elas:

- o cálculo com outros tipos de perfis metálicos como, por exemplo, perfis tubulares ou perfis monossimétricos;
- implementação uma interface de desenho baseada num programa de CAD (*Computer-Aided Design*);
- o cálculo em situação de incêndio recorrendo a outras curvas nominais (criadas, inclusive, pelo utilizador), modelos de incêndio natural ou análise baseada em valores tabelados;
- incorporação de línguas estrangeiras no programa.

De um ponto de vista mais ambicioso, requerendo, contudo, estudos mais especializados na área da Programação, seria interessante elaborar um programa que permitisse dimensionar integralmente uma viga mista aço-betão, verificando, ao mesmo tempo, a segurança relativamente aos esforços atuantes e a relação custo-benefício da solução.

CAPÍTULO 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amaral, C., Abrantes, A., & Vila Real, P. (2007). Cálculo da resistência ao fogo de vigas mistas aço-betão de acordo com o Eurocódigo 4 - Comparação de procedimentos de cálculo. *Congresso de Construção Metálica e Mista*.
- Calado, L., & Santos, J. (2010). *Estruturas Mistas de Aço e Betão* (1^a ed.). Lisboa: Instituto Superior Técnico de Lisboa.
- Cardoso, A. (2011). *Desenvolvimento de um programa de cálculo de sapatas de betão armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- CEN. (2002a). EN 1990 - Eurocode 0: Basis of structural design.
- CEN. (2002b). EN 1991-1-1 - Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions – Densities, self-weight and imposed loads.
- CEN. (2002c). EN 1991-1-2 - Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-2: General actions – Actions on structures exposed to fire.
- CEN. (2004a). EN 1992-1-1 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General – Common rules for building and civil engineering structures.
- CEN. (2004b). EN 1992-1-2 - Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-2: General – Structural fire design.
- CEN. (2004c). EN 1997-1 - Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.
- CEN. (2005a). EN 1993-1-1 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- CEN. (2005b). EN 1993-1-2 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-2: General – Structural fire design.
- CEN. (2005c). EN 1994-1-1 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings.

- CEN. (2005d). EN 1994-1-2 - Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-2: General – Structural fire design.
- CEN. (2005e). EN 1998-1 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings.
- CEN/TC 104. (2000). EN 206-1 - Concrete – Part 1: Specification, performance, production and conformity.
- ECCS. (1983). *European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures. European Convention for Constructional Steelwork*. ECCS, Elsevier.
- Franssen, J.-M. (2005). SAFIR. A Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire. *Amer Inst Steel Construction*, 42(3), 143–168.
- Franssen, J.-M., & Vila Real, P. (2010). *Fire Design of Steel Structures* (1^a ed.). Berlin: ECCS Eurocode Design Manuals, Ernst & Sohn.
- Guimarães, J. (2009). *Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- ISO/TC 44. (1998). EN ISO 14555:1998 - Welding - Arc stud welding of metallic materials.
- Johnson, R. P. (2004). *Composite Structures of Steel and Concrete - Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings* (3^a Edição.). Blackwell Scientific Publications.
- Lamas, A. (1982). O problema do Shear Lag na Análise de Estruturas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lassala, C. (2010). Programação Orientada a Objetos em .NET – Parte 1. Retirado de: <http://msdn.microsoft.com/pt-br/library/cc580626.aspx>

- Leite, M., & Júnior, N. (2010). Programação orientada a objetos: uma abordagem didática. *CESUFOZ, Brasil*.
- Meneses, F. (2013). *Desenvolvimento de um programa para o cálculo de pilares de betão armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Monteiro, A. (2011). *Desenvolvimento de um programa de cálculo de secções de betão armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Reis, A. (2011). *Determinação de cenários de incêndio em edifícios*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Rodrigues, L. (2008). *Desenvolvimento de um toolkit em Excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o Eurocódigo 4*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
- Simões, R. (2008). Apontamentos de Estruturas Metálicas II - Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- Vila Real, P. (2010). Risco de incêndios urbanos: aspectos gerais da resistência ao fogo das estruturas à luz da regulamentação vigente. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, LNEC, Série II, nº8, pp. 43-54*.
- Vila Real, P. (2013). *A course on Fire Design of Steel Structures*. Estocolmo.
- Vinevala, Q. (2011). *Programa de cálculo de muros de suporte de terras em betão armado*. Mestrado Integrado em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Watson, K., Nagel, C., Pedersen, J. H., Reid, J. D., & Skinner, M. (2010). *Beginning Visual C# 2010*. Indianapolis, U.S.A.: Wiley Publishing Inc.

ANEXO A VERIFICAÇÃO DA TABELA D.5 DA EN 1994-1-2 UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A.1 TABELA D.5 DA EN 1994-1-2

Tabela A.1: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 100 mm de espessura segundo a EN 1994-1-2, Tabela D.5.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	535	705			
10	470	642	738		
15	415	581	681	754	
20	350	525	627	697	
25	300	469	571	642	738
30	250	421	519	591	689
35	210	374	473	542	635
40	180	327	428	493	590
45	160	289	387	454	549
50	140	250	345	415	508
55	125	200	294	369	469
60	110	175	271	342	430
80	80	140	220	270	330
100	60	100	160	210	260

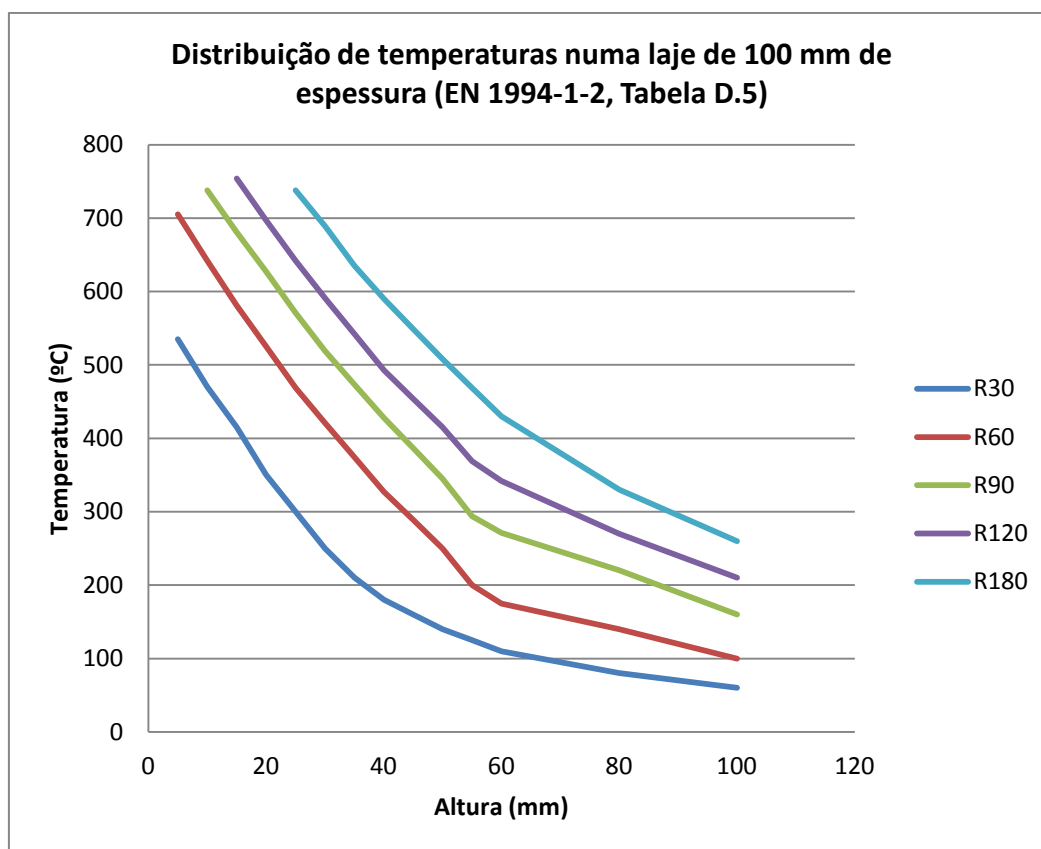


Gráfico A.1: Representação gráfica da EN 1994-1-2, Tabela D.5.

A.2 LAJE DE 50 MM

Tabela A.2: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 50 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	625,2	797,2	881,6	932,7	996,3
10	518,9	705,9	797,3	849,7	910,8
15	433,1	626,6	721,0	772,9	830,3
20	364,3	558,2	652,3	702,3	754,9
25	309,3	499,2	590,3	637,2	684,6
30	256,0	448,5	534,3	577,1	618,8
35	232,3	404,9	483,5	521,1	557,4
40	207,0	367,3	437,2	469,9	499,7
45	189,1	334,7	394,6	421,6	445,5
50	177,4	306,2	355,1	376,2	394,3

Tabela A.3: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	90,2	92,2	-	-	-
10	48,9	63,9	59,3	-	-
15	18,1	45,6	40,0	18,9	-
20	14,3	33,2	25,3	5,3	-
25	9,3	30,2	19,3	-4,8	-53,4
30	6,0	27,5	15,3	-13,9	-70,2
35	22,3	30,9	10,5	-20,9	-77,6
40	27,0	40,3	9,2	-23,1	-90,3
45	29,1	45,7	7,6	-32,4	-103,5
50	37,4	56,2	10,1	-38,8	-113,7

Tabela A.4: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 50 mm de espessura, em °C

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	16,9%	13,1%	-	-	-
10	10,4%	10,0%	8,0%	-	-
15	4,4%	7,8%	5,9%	2,5%	-
20	4,1%	6,3%	4,0%	0,8%	-
25	3,1%	6,4%	3,4%	-0,7%	-7,2%
30	2,4%	6,5%	2,9%	-2,4%	-10,2%
35	10,6%	8,3%	2,2%	-3,9%	-12,2%
40	15,0%	12,3%	2,1%	-4,7%	-15,3%
45	18,2%	15,8%	2,0%	-7,1%	-18,9%
50	26,7%	22,5%	2,9%	-9,3%	-22,4%

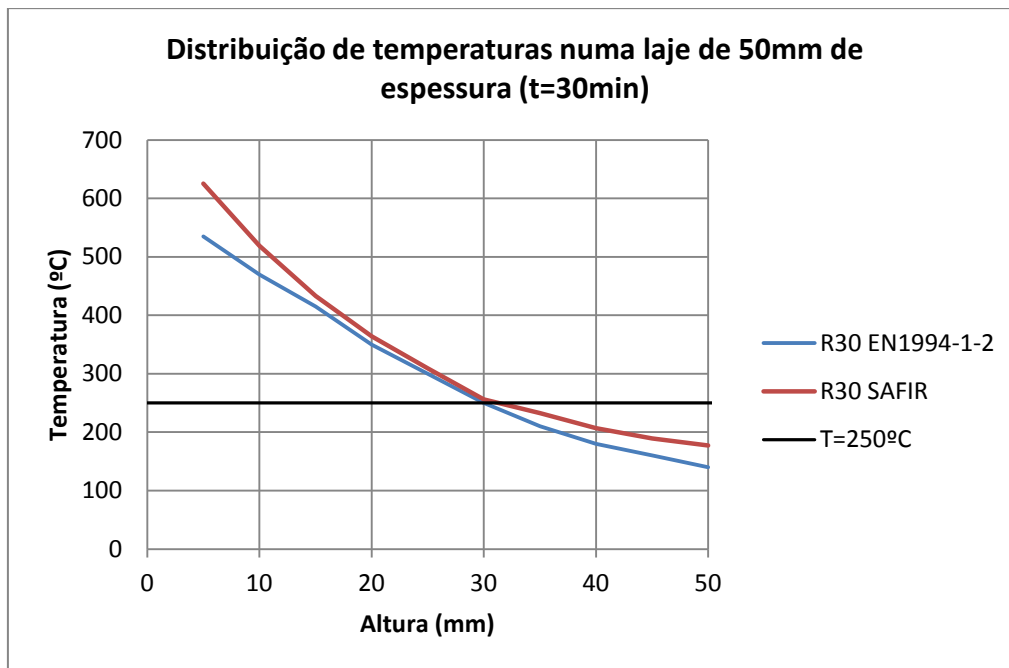


Gráfico A.2: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para t=30min.

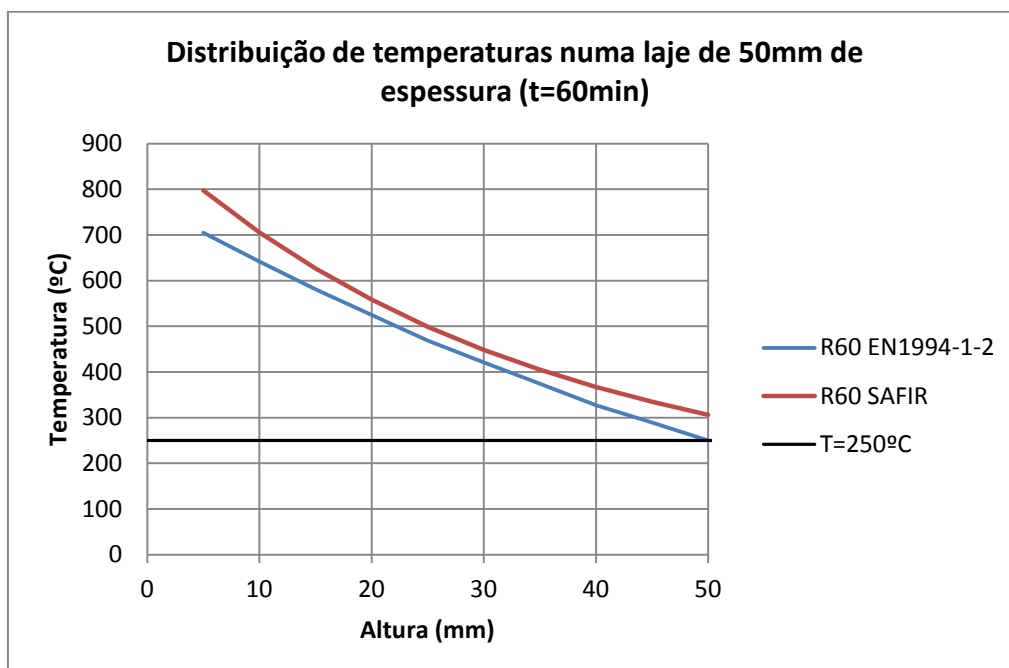


Gráfico A.3: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para t=60min.

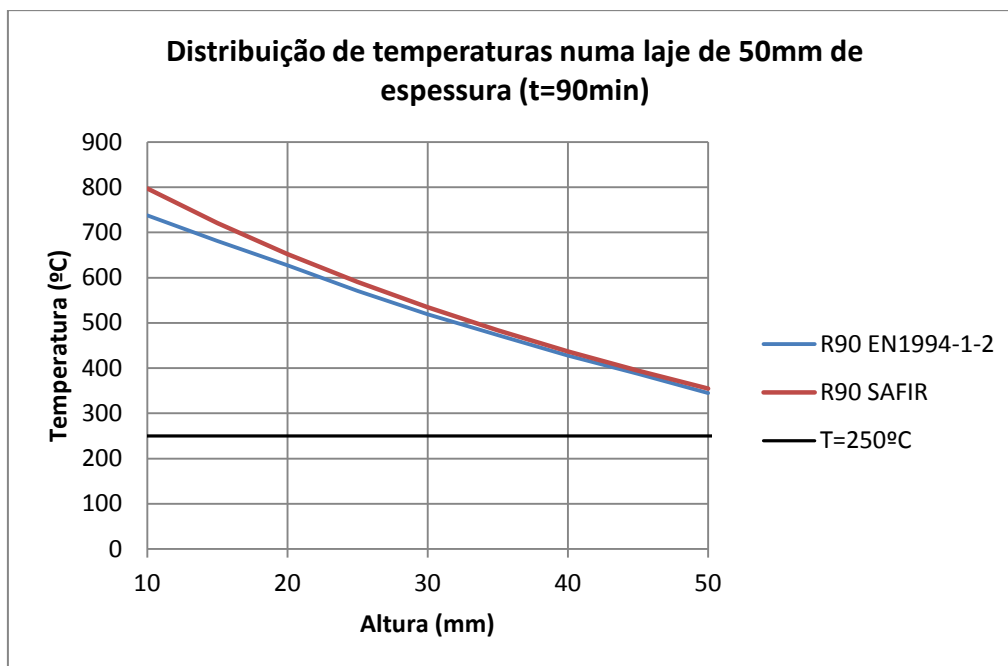


Gráfico A.4: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para t=90min.

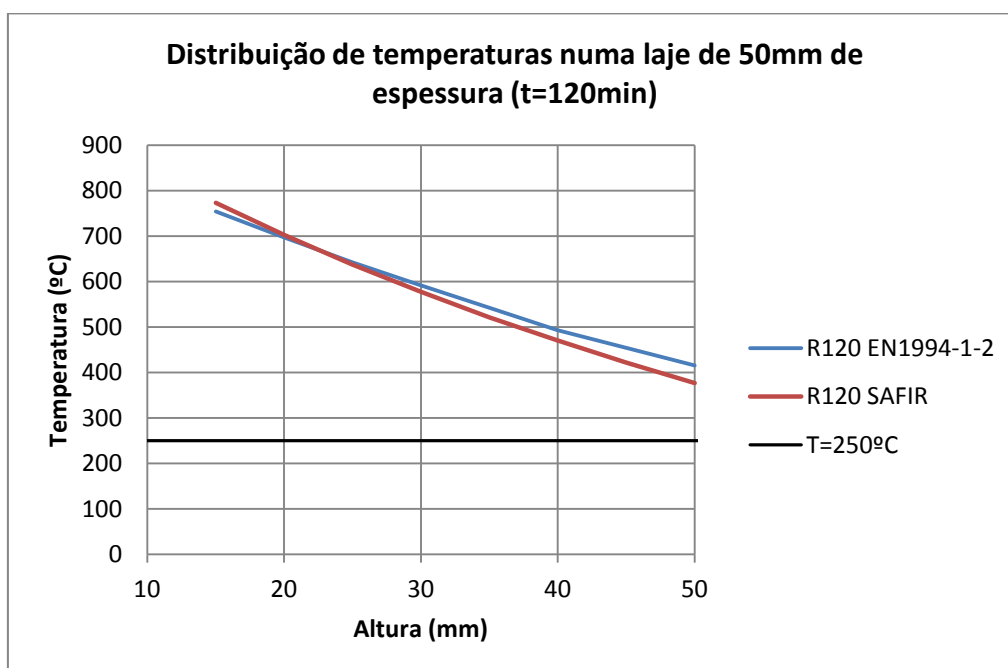


Gráfico A.5: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para t=120min.

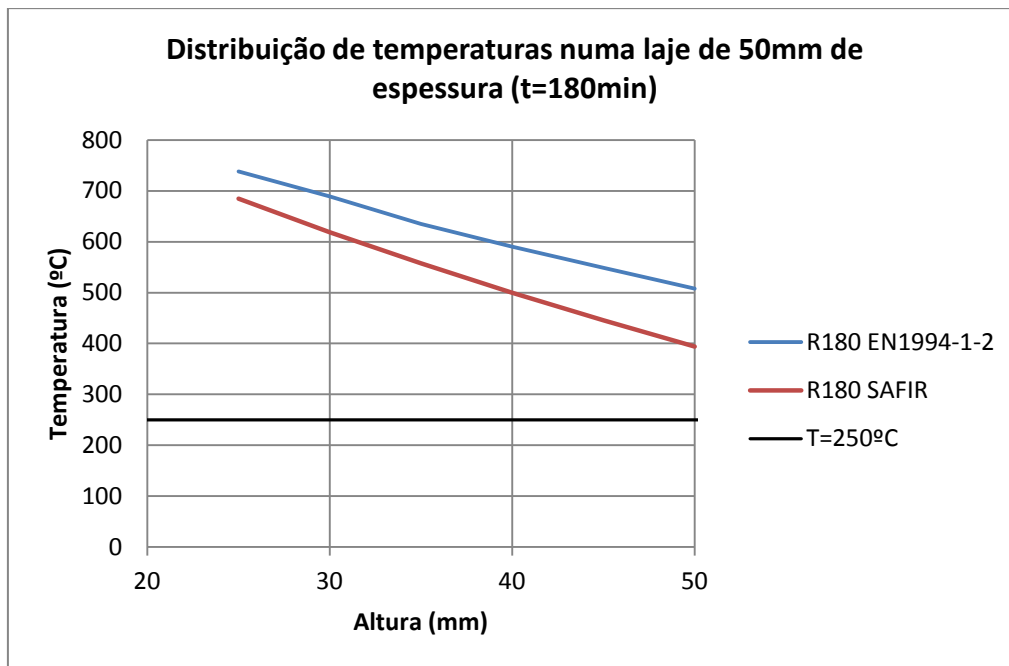


Gráfico A.6: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 50 mm para t=180min.

A.3 LAJE DE 100 MM

Tabela A.5: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 100 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	620,0	782,8	870,9	931,4	1013,0
10	510,7	683,1	780,2	848,1	940,2
15	421,6	596,4	698,9	772,0	871,8
20	348,8	521,3	626,6	702,4	808,1
25	289,0	456,3	562,4	640,7	749,3
30	239,9	400,0	505,6	584,7	695,0
35	199,3	351,2	455,4	534,4	645,1
40	165,8	308,9	410,9	489,2	599,3
45	138,1	272,2	371,6	448,7	557,1
50	115,2	240,5	336,9	412,3	518,4
55	96,4	213,0	306,3	379,7	482,7
60	81,0	189,3	279,3	350,6	449,9
80	44,1	125,0	201,3	261,6	341,2
100	33,2	97,8	159,0	204,1	258,6

Tabela A.6: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	85,0	77,8	-	-	-
10	40,7	41,1	42,2	-	-
15	6,6	15,4	17,9	18,0	-
20	-1,2	-3,7	-0,4	5,4	-
25	-11,0	-12,7	-8,6	-1,3	11,3
30	-10,1	-21,0	-13,4	-6,3	6,0
35	-10,7	-22,8	-17,6	-7,6	10,1
40	-14,2	-18,1	-17,1	-3,8	9,3
45	-21,9	-16,8	-15,4	-5,3	8,1
50	-24,8	-9,5	-8,1	-2,7	10,4
55	-28,6	13,0	12,3	10,7	13,7
60	-29,0	14,3	8,3	8,6	19,9
80	-35,9	-15,0	-18,7	-8,4	11,2
100	-26,8	-2,2	-1,0	-5,9	-1,4

Tabela A.7: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	15,9%	11,0%	-	-	-
10	8,7%	6,4%	5,7%	-	-
15	1,6%	2,7%	2,6%	2,4%	-
20	-0,3%	-0,7%	-0,1%	0,8%	-
25	-3,7%	-2,7%	-1,5%	-0,2%	1,5%
30	-4,0%	-5,0%	-2,6%	-1,1%	0,9%
35	-5,1%	-6,1%	-3,7%	-1,4%	1,6%
40	-7,9%	-5,5%	-4,0%	-0,8%	1,6%
45	-13,7%	-5,8%	-4,0%	-1,2%	1,5%
50	-17,7%	-3,8%	-2,3%	-0,7%	2,0%
55	-22,9%	6,5%	4,2%	2,9%	2,9%
60	-26,4%	8,2%	3,1%	2,5%	4,6%
80	-44,9%	-10,7%	-8,5%	-3,1%	3,4%
100	-44,7%	-2,2%	-0,6%	-2,8%	-0,5%

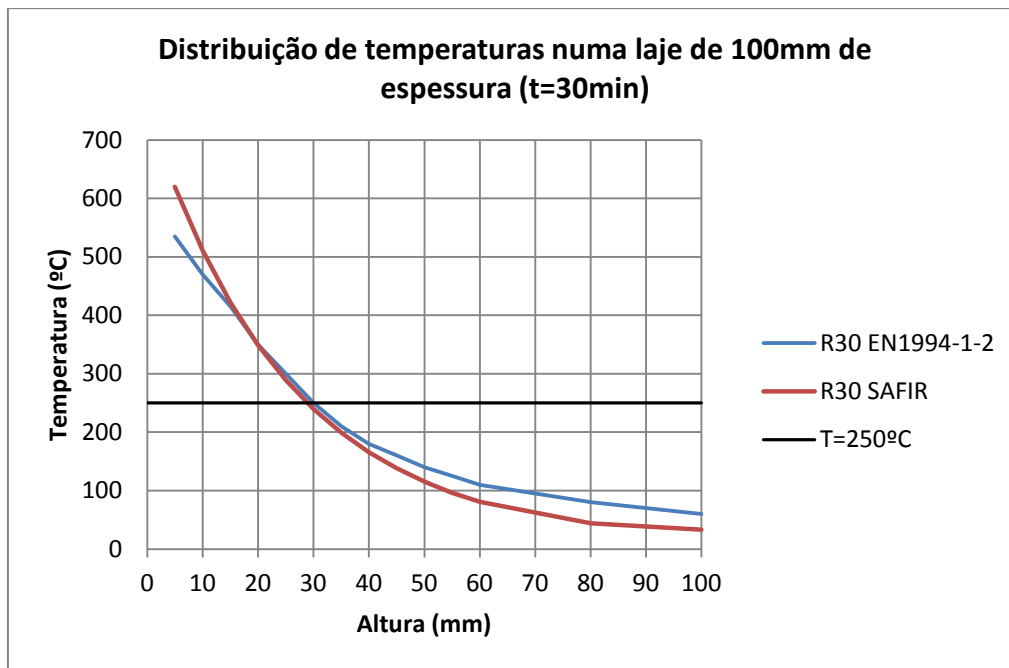


Gráfico A.7: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para t=30min.

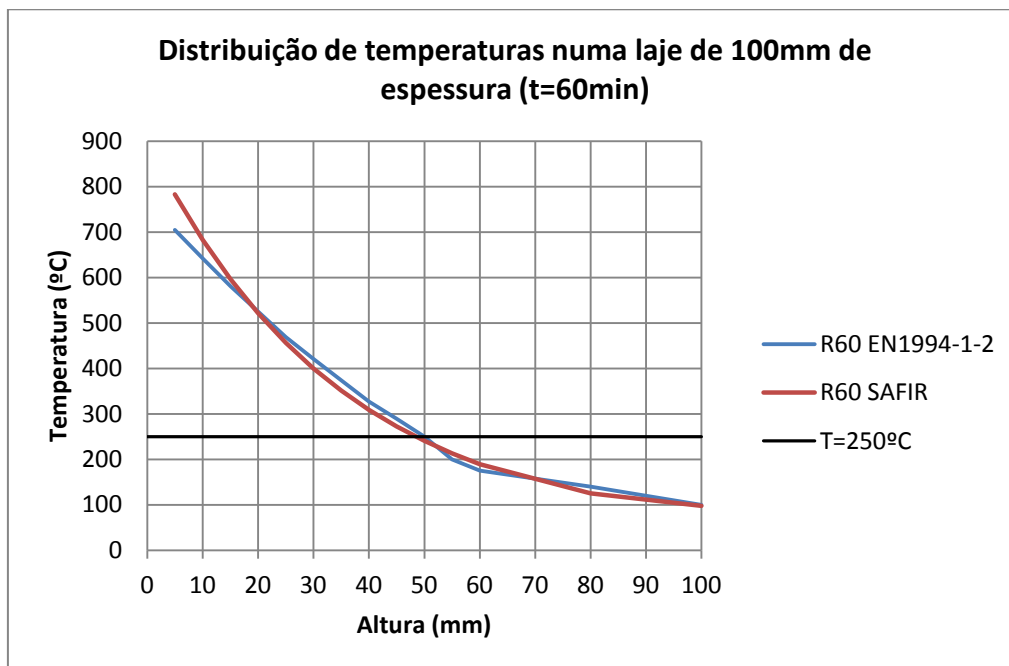


Gráfico A.8: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para t=60min.

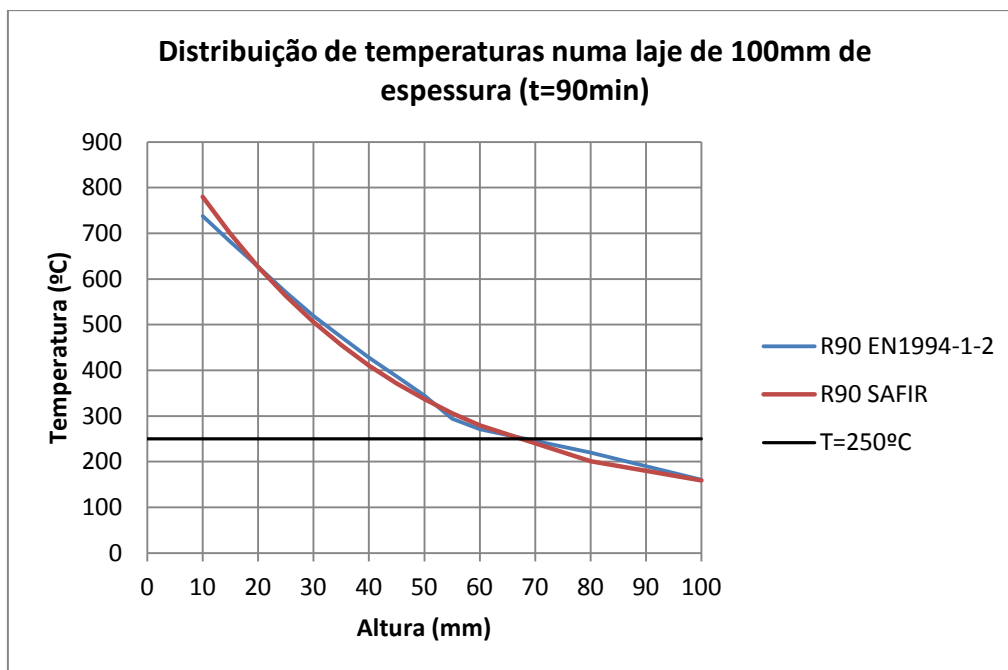


Gráfico A.9: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para t=90min.

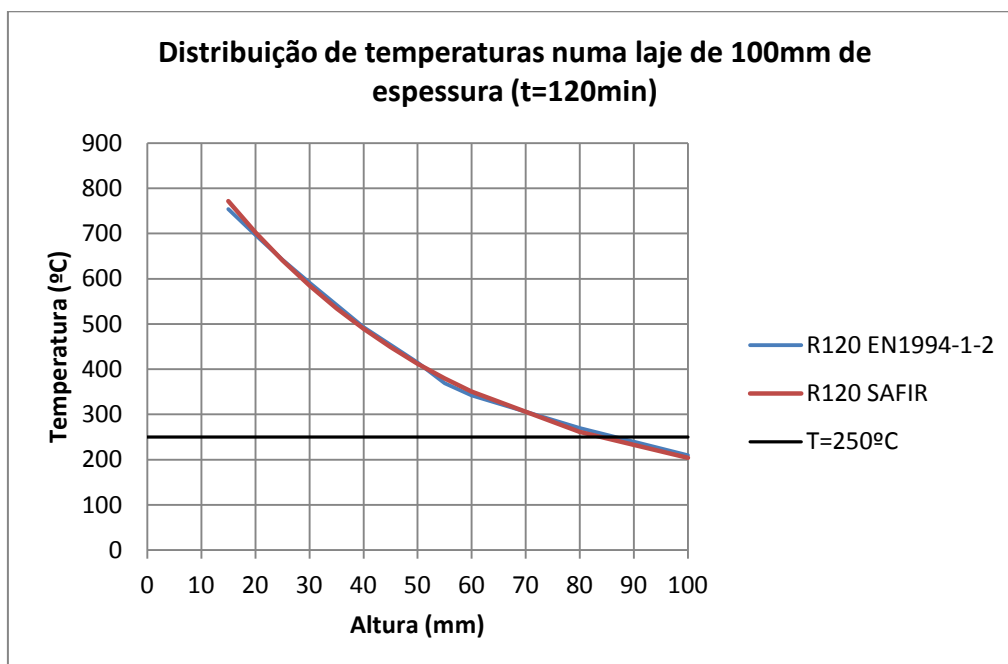


Gráfico A.10: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para t=120min.

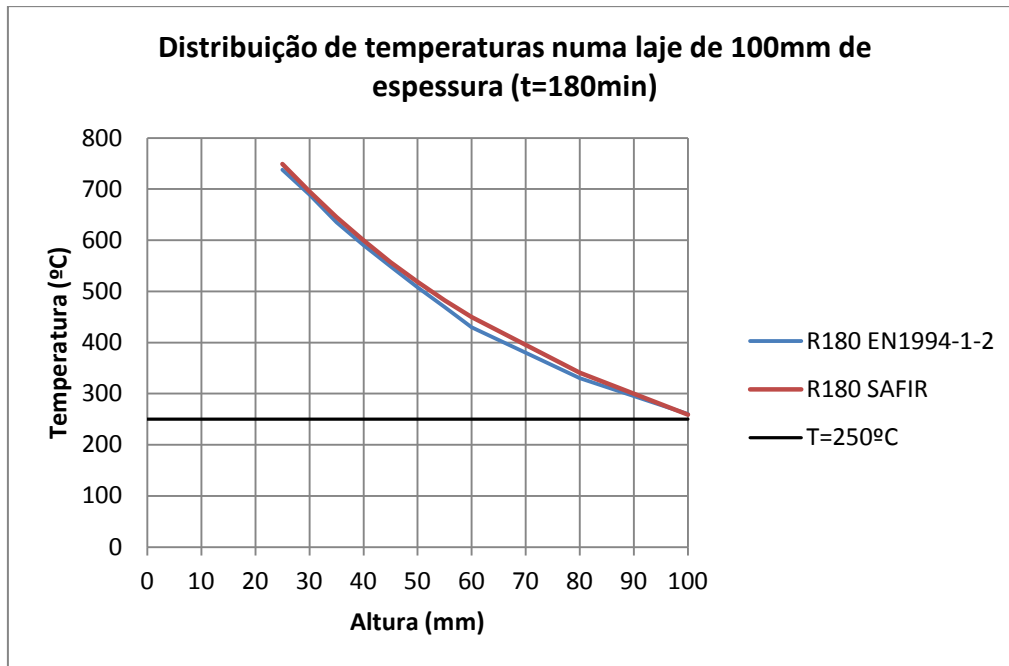


Gráfico A.11: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 100 mm para t=180min.

A.4 LAJE DE 150 MM

Tabela A.8: Distribuição de temperaturas numa laje maciça de betão com 150 mm de espessura obtida com o SAFIR, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	620,0	782,5	869,4	925,6	1009,3
10	510,7	682,6	777,7	843,2	933,7
15	421,6	595,6	695,3	765,2	862,9
20	348,7	520,2	622,0	694,3	797,1
25	289,0	454,9	556,7	630,3	736,3
30	239,8	398,1	498,7	572,6	680,4
35	199,2	348,8	447,1	520,5	629,1
40	165,7	305,9	401,2	473,5	582,0
45	138,0	268,4	360,3	431,1	538,9
50	115,1	235,6	323,7	392,9	499,4
55	96,1	207,0	291,1	358,3	463,2
60	80,6	181,9	261,9	327,0	430,0
80	42,4	109,2	172,8	229,0	322,6
100	27,2	67,1	116,1	163,7	246,6
125	21,4	40,7	75,6	114,3	183
150	20,4	32,1	59,1	90,3	143,9

Tabela A.9: Diferenças absolutas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 150 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	85,0	77,5	-	-	-
10	40,7	40,6	39,7	-	-
15	6,6	14,6	14,3	11,2	-
20	-1,3	-4,8	-5,0	-2,7	-
25	-11,0	-14,1	-14,3	-11,7	-1,7
30	-10,2	-22,9	-20,3	-18,4	-8,6
35	-10,8	-25,2	-25,9	-21,5	-5,9
40	-14,3	-21,1	-26,8	-19,5	-8,0
45	-22,0	-20,6	-26,7	-22,9	-10,1
50	-24,9	-14,4	-21,3	-22,1	-8,6
55	-28,9	7,0	-2,9	-10,7	-5,8
60	-29,4	6,9	-9,1	-15,0	0,0
80	-37,6	-30,8	-47,2	-41,0	-7,4
100	-32,8	-32,9	-43,9	-46,3	-13,4

Tabela A.10: Diferenças relativas entre a distribuição de temperaturas da Tabela D.5 e os resultados do SAFIR para uma laje de betão de 100 mm de espessura, em °C.

x	R30	R60	R90	R120	R180
5	15,9%	11,0%	-	-	-
10	8,7%	6,3%	5,4%	-	-
15	1,6%	2,5%	2,1%	1,5%	-
20	-0,4%	-0,9%	-0,8%	-0,4%	-
25	-3,7%	-3,0%	-2,5%	-1,8%	-0,2%
30	-4,1%	-5,4%	-3,9%	-3,1%	-1,2%
35	-5,1%	-6,7%	-5,5%	-4,0%	-0,9%
40	-7,9%	-6,5%	-6,3%	-4,0%	-1,4%
45	-13,8%	-7,1%	-6,9%	-5,0%	-1,8%
50	-17,8%	-5,8%	-6,2%	-5,3%	-1,7%
55	-23,1%	3,5%	-1,0%	-2,9%	-1,2%
60	-26,7%	3,9%	-3,4%	-4,4%	0,0%
80	-47,0%	-22,0%	-21,5%	-15,2%	-2,2%
100	-54,7%	-32,9%	-27,4%	-22,0%	-5,2%

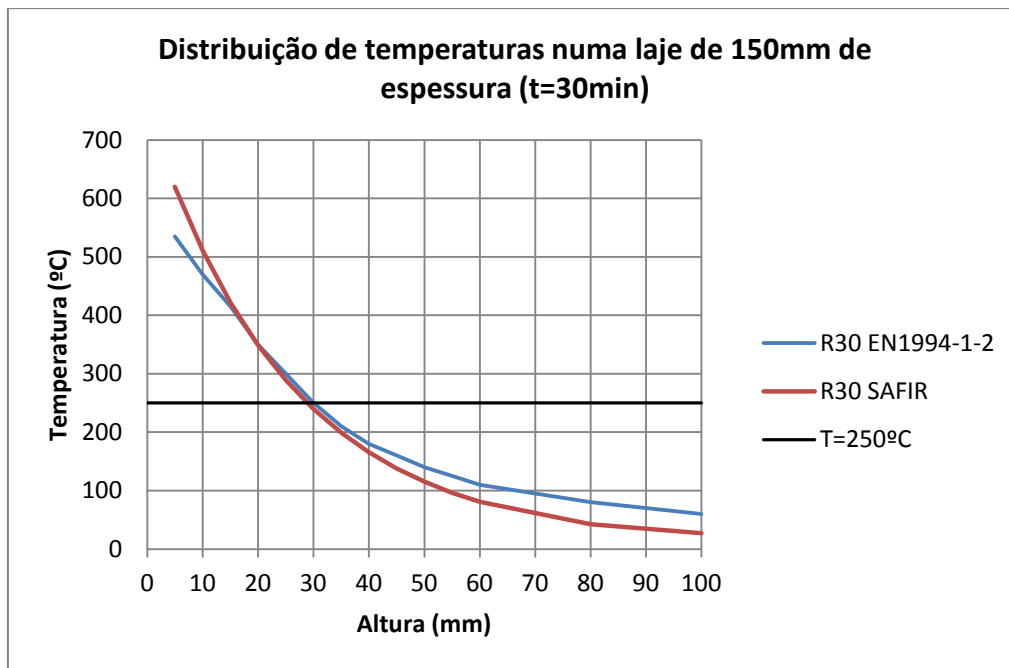


Gráfico A.12: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para t=30min.

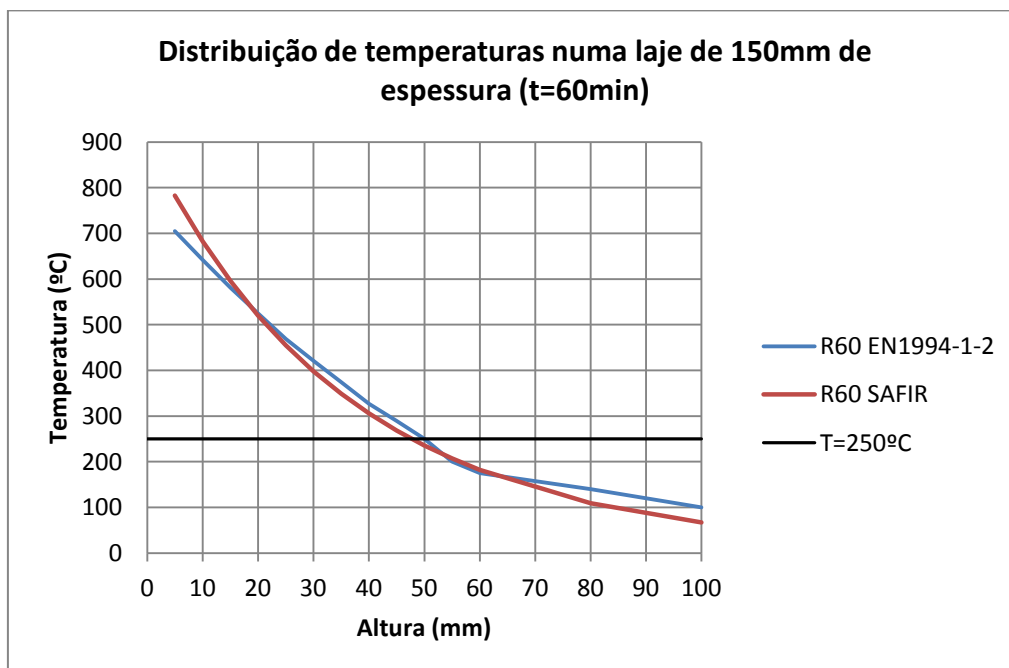


Gráfico A.13: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para t=60min.

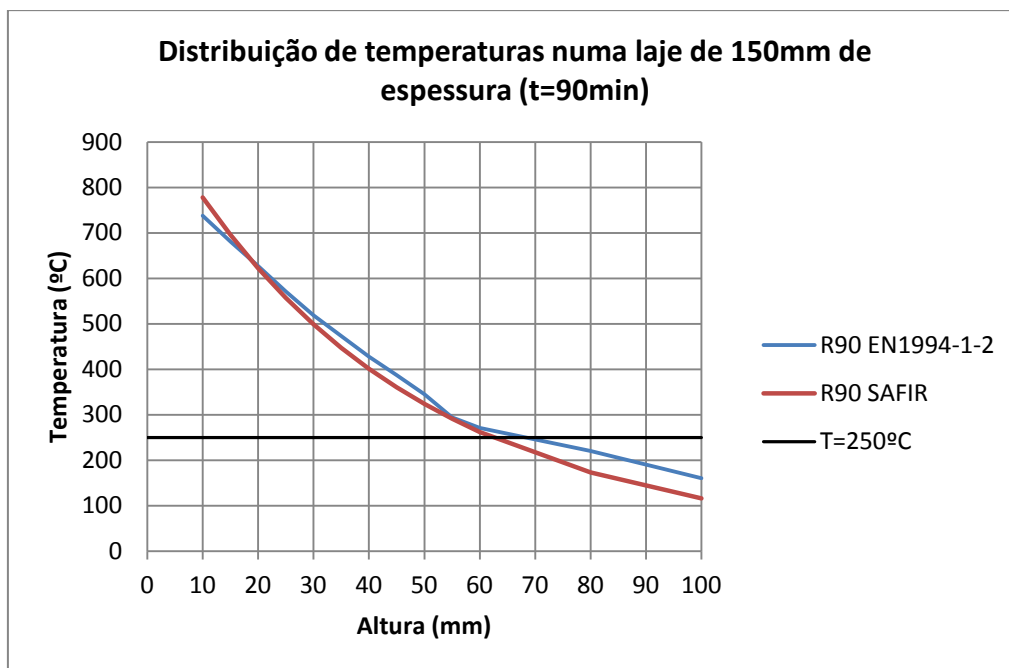


Gráfico A.14: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para t=90min.

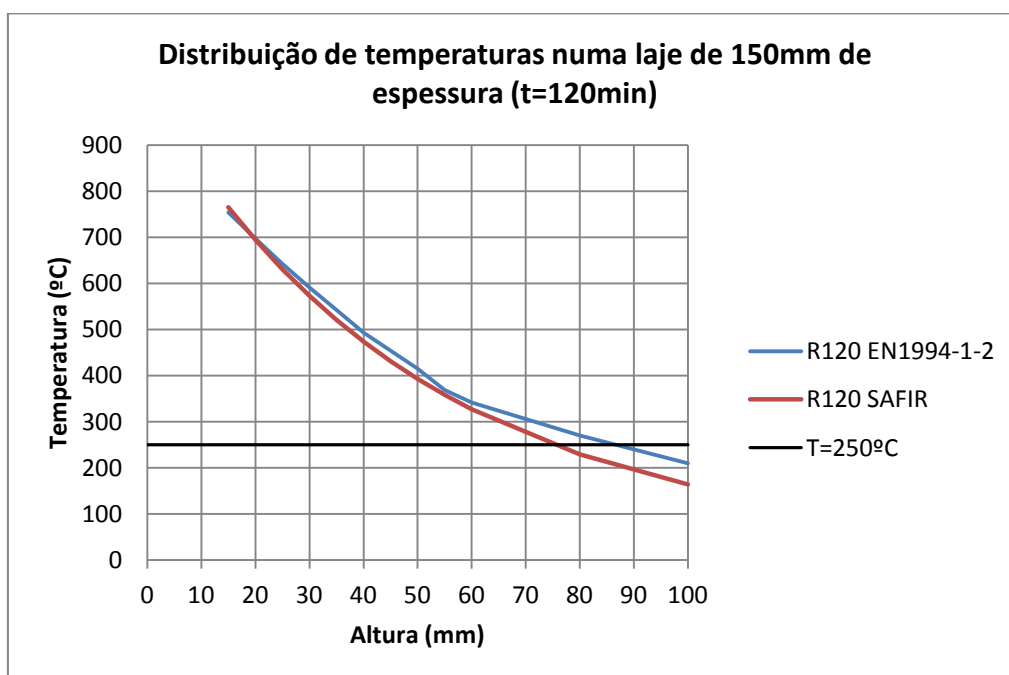


Gráfico A.15: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para t=120min.

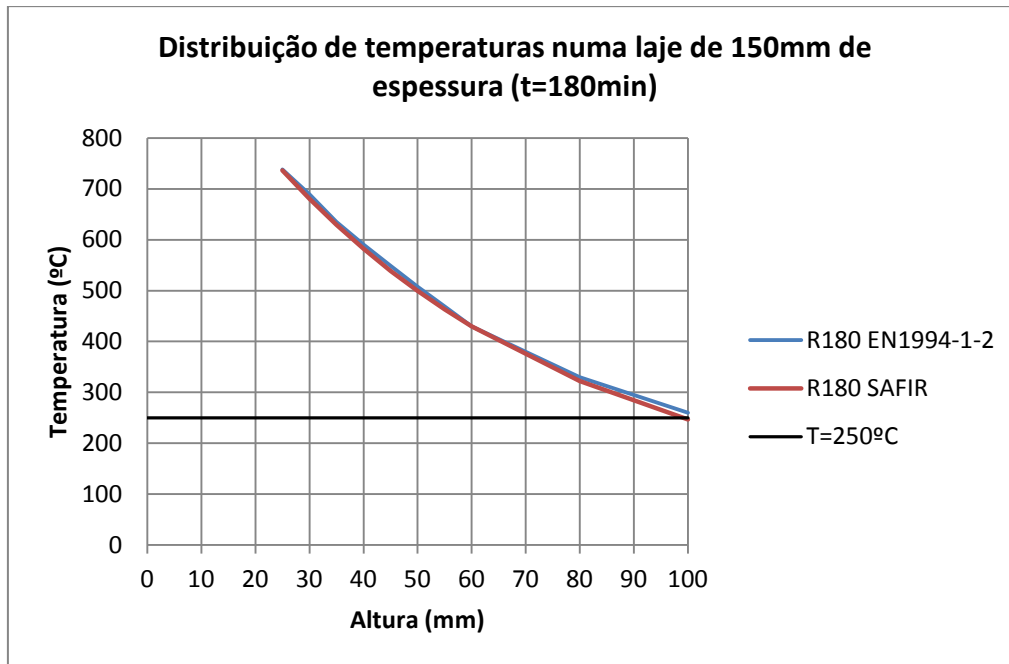


Gráfico A.16: Distribuição de temperaturas numa laje de betão de 150 mm para t=180min.

ANEXO B MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO PARA ANÁLISE TÉRMICA DO BANZO DE BETÃO

O presente anexo tem como objetivo validar o método de cálculo proposto ao longo do trabalho para a análise térmica do banzo de betão. Resumidamente, o método proposto pretende eliminar por completo o recurso a processos iterativos e assenta nos seguintes princípios:

- a análise térmica do banzo de betão é anterior ao cálculo do momento resistente, tendo como resultado o cálculo do eixo neutro sem recurso a iterações;
- a divisão do banzo de betão em camadas de 0,1 mm de espessura (numa laje de 100 mm, serão consideradas 1000 camadas);
- o elevado grau de discretização elimina a necessidade de subdividir camadas para considerar as armaduras no banzo;
- o facto de a análise térmica ser independente do método de cálculo da resistência ao momento fletor positivo possibilita que a divisão em camadas possa também ser utilizada no cálculo do momento negativo.

Considere-se um elemento misto com um banzo de betão de 60 mm de espessura para o qual se pretende uma resistência ao fogo R60 sendo que, após três iterações pelo método da EN 1994-1-2, Anexo E, se obteve a posição do eixo neutro $z_{pl} = 36,1mm$.

Como a resistência ao fogo pretendida se deve manter durante 60 minutos, retira-se, da EN 1994-1-2, Tabela D.5 que $h_{cr} = x_{\theta=250^{\circ}C} = 50mm$.

A Figura B.1 apresenta o banzo de betão da estrutura em estudo e a respetiva distribuição de temperaturas. O banzo de betão encontra-se dividido em duas partes:

- a parte esquerda representa a divisão em três camadas de espessura igual ou inferior a 10 mm na zona abaixo da altura crítica h_{cr} e acima do eixo neutro z_{pl} , zona comprimida do betão na qual se verifica redução da tensão resistente do material (vermelho);
- a parte direita representa a divisão do banzo em camadas de igual espessura (azul). Note-se, contudo, que, na figura, o banzo é dividido em camadas de 1 mm para melhor visualização. Na realidade, o método proposto compreende camadas de 0,1 mm de espessura.

O diagrama de temperaturas é composto por:

- distribuição de temperatura segundo a EN 1994-1-2, Tabela D.5 a verde;
- divisão em camadas de acordo com a EN 1994-1-2, Anexo E e respectivas temperaturas (retiradas da Tabela D.5 a meia altura da camada) a vermelho;
- discretização do banzo de acordo com o método proposto e respectivas temperaturas (também retiradas da Tabela D.5 a meia altura da camada) a azul.

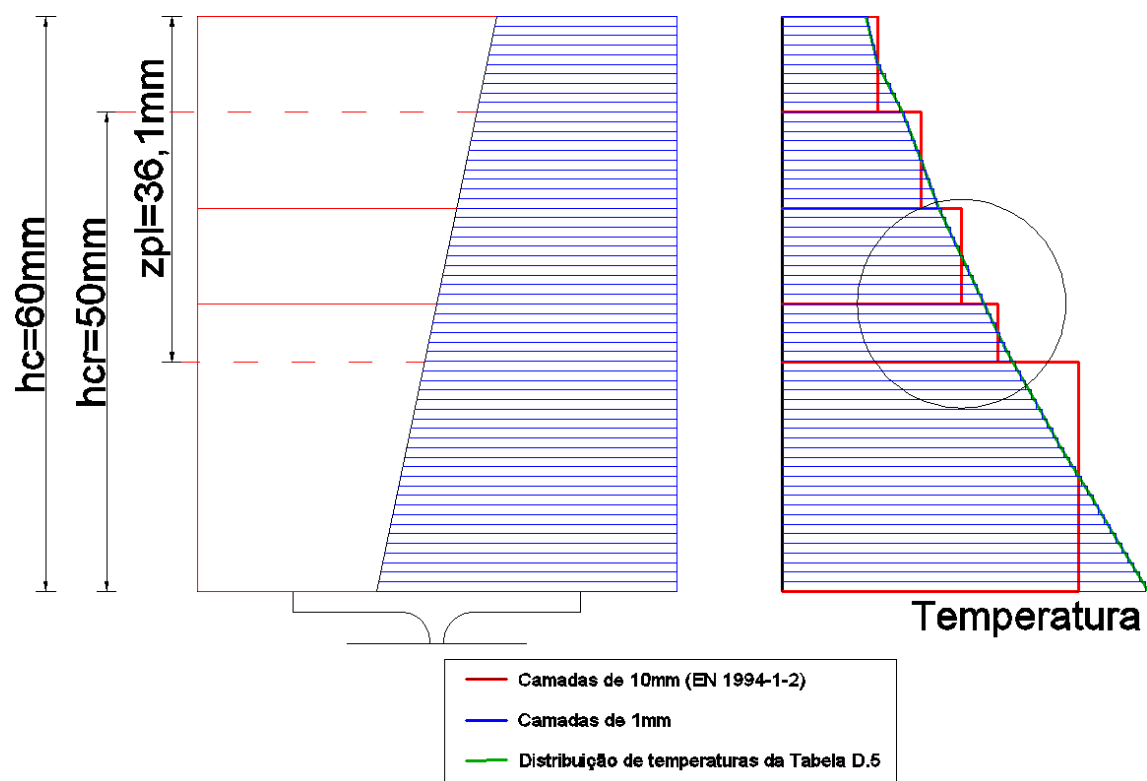


Figura B.1: Comparação entre o método de cálculo da EN 1994-1-2, Anexo E e a divisão do banzo em camadas proposta no presente trabalho.

A Figura B.2 representa um pormenor da distribuição de temperaturas da Figura B.1.

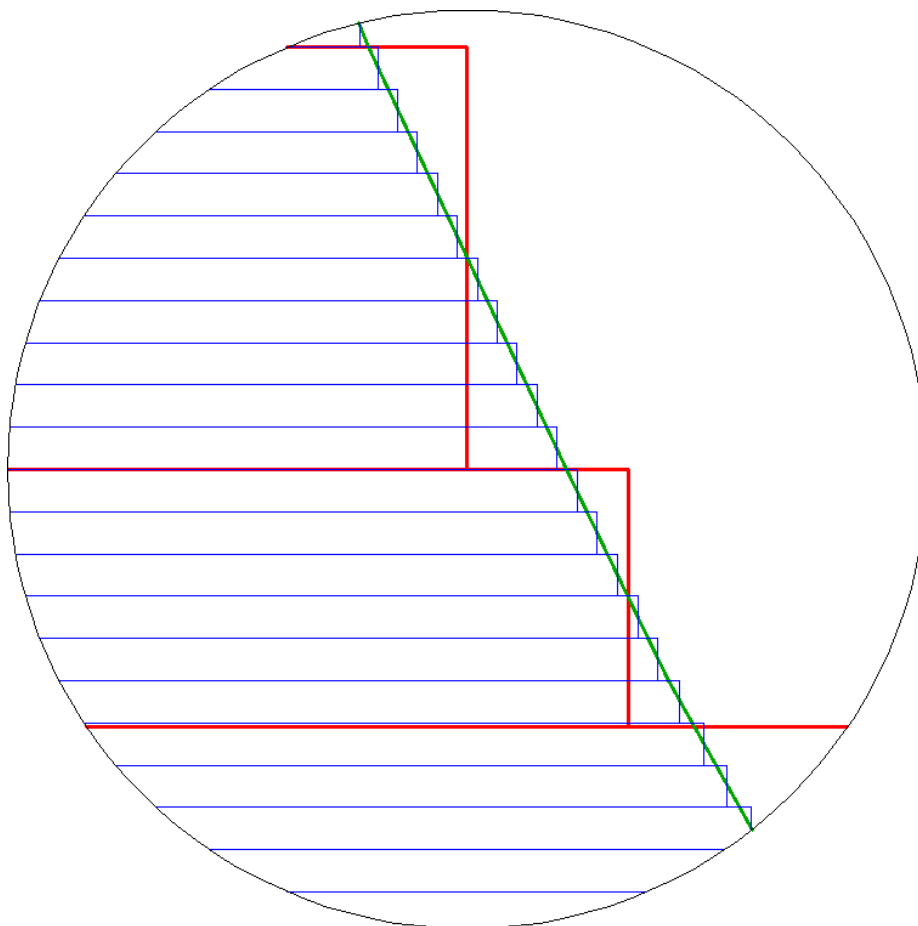


Figura B.2: Pormenor das temperaturas das camadas segundo a EN 1994-1-2, Anexo E face às do método proposto

Concluindo, o método de cálculo apresentado não é mais do que uma maior discretização do banzo de betão. A sua aplicação tem como objetivo:

- aumentar a precisão de cálculo;
- reduzir a complexidade do algoritmo;
- diminuir o tempo de execução das rotinas de cálculo.

A consideração de camadas de 0,1 mm permite uma maior precisão do que a que se obteria através do cálculo manual.